



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

EEVERTTI JURVANEN
LAATTASILTOJEN VAHVENTAMINEN PINTAVALULLA

Diplomityö

Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Talouden- ja rakentamisen tiedekunta-
neuvoston kokouksessa 27. maaliskuu-
ta 2017

TIIVISTELMÄ

EEVERTTI JURVANEN: Laattasiltojen vahventaminen pintavalulla

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 177 sivua, 80 liitesivua

Elokuu 2017

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennustekniikka

Tarkastaja: Professori Anssi Laaksonen

Avainsanat: laattasilta, vahventaminen, pintavalu, taivutus, leikkaus, lävistys, leikkausliitos

Standardien ja ohjeiden uudistuminen sekä mitoittavien liikennekuormien kasvu on johtanut siihen, etteivät vanhat sillat täytää enää välttämättä nykyisten normien mukaisia vaatimuksia. Tällaisten siltojen tapauksessa liikennekuormaa tulee rajoittaa tai vanhaa rakennetta vahvistaa. Eräs käytössä olevista vahventamismenetelmistä on pintavaluvahventaminen, josta ei tällä hetkellä ole olemassa virallista ohjeistusta, vaan vahvennetun rakenteen mitoitus on ollut suunnittelijoiden omien päätelmien varassa. Tämän diplomityön tavoitteena oli selvittää pohjatietoa pintavaluvahventamisesta ja sen mitoittamisesta laattasiltojen tapauksessa.

Aiheesta tehtiin kirjallisuusselvitys, jonka lähdemateriaalina käytettiin eri mitoitusstandardeja, artikkeleita, ohjeita sekä vahvennettujen siltojen vahventamislaskelmia. Vahvennettujen siltojen laskelmia käytiin tämän työn yhteydessä läpi yhteensä 7 kpl. Kirjallisuusselvitysten lisäksi pintavaluvahventamista tutkittiin laskennallisesti tekemällä Liikenneviraston BB-17 tyypisiltaan kantavuustarkastelu ja vahventamislaskelmat.

Laskennallisessa tarkastelussa määritettiin vahvennetun rakenteen kestävyyyksiä murto- ja käyttörajatilassa. Murtorajatilassa tarkasteltiin rakenteen taivutus-, lävistys- ja leikkauskestävyyyksiä. Lisäksi murtorajatilassa tarkasteltiin pintojen välisen leikkausnauman kestävyyttä. Käyttörajatilassa tarkasteltiin poikkileikkauksen jännitysjakamaa sekä betonin halkeamaleveyksiä. Tarkastelussa rasitukset määritettiin LUSAS - laskentaohjelmalla. Laskenta tehtiin Mathcad 15 ohjelmistolla.

Lisälaatan ja alkuperäisen laatan välisen liitoksen mitoitus tehtiin Model Code 2010:n mukaisesti. Tutkimuksen perusteella todettiin vanhan rakenteen karheuden vaikutus kestävyysasteen suureksi. Näin ollen myös leikkausraudoittamattomalla liitoksella voidaan saada riittävä kestävyys etenkin rakenteen kenttäalueilla.

Laskelmien perusteella pintavaluvahventaminen on hyvin tehokas menetelmä rakenteen taivutuskestävyyden kasvattamiseen etenkin sillan tukialueella. Taivutuskestävyyden kasvaminen perustuu tukialueella pääosin pintalaattaan asennettavaan lisäraudoitukseen, joten sen määrällä saadaan taivutuskestävyyttä kasvatettua hyvin tehokkaasti. Kenttäalueen taivutuskestävyyden pintavalu vaikuttaa pelkällä rakennekorkeuden muutoksella, eikä menetelmä näin ollen ole yhtä tehokas tähän tarkoitukseen. Leikkaus- ja lävistyskestävyyden laskennassa pintalaatan vaikutus perustuu lähinnä rakennekorkeuden muutokseen, eikä perinteisillä pintavalun korkeuksilla (~100 mm) yleensä saada kestävyttä kasvatettua merkittävästi.

ABSTRACT

EEVERTTI JURVANEN: Strengthening slab bridges with concrete topping
Tampere University of Technology
Master of Science Thesis, 177 pages, 80 Appendix pages
September 2017
Master's Degree Programme in Department of Civil Engineering
Major: Structural Designs
Examiner: Professor Anssi Laaksonen

Keywords: Slab bridge, strengthening, concrete topping, bending, shear, punching shear, shear-transfer

New standards and the increase of the traffic loads have led to a situation where some old bridges don't have enough capacity to carry the load needed. There is two primary options to these type of bridges, either the maximum load has to be limited or the bridge has to be strengthened. One of the strengthening methods is concrete topping – strengthening. However there isn't any official accepted standard for calculations of the concrete topping – strengthening. At the moment the calculation method is more depending of each designer. The prime goal of this Thesis was to find and collect information about this method.

The first part of this Thesis is a literature review of concrete topping. The main sources of the literature search were Eurocode standards and foreign articles. Further those, this study included analyses of 7 concrete topping - strengthening cases from Finland.

After the literature review this study includes bearing capacity and concrete topping calculations for one specific case bridge. The case includes bending, shear and punching shear calculations in the ultimate limit state (ULS) and tension- and crack width calculations in the service limit state (SLS). Calculations include also ULS inspection for the shear-transfer at the concrete-concrete interface. The calculations were made with Lusas and Mathcad programmes.

Based on the results of the calculations the concrete topping - strengthening is very effective method for increasing capacity on the top surface of the slab at the support area. In that part of the bridge the increase is mainly based on the addition reinforcement in the concrete topping. Thus the amount of increase depends very much of the amount of the addition reinforcement. Respectively this method is not so sufficient for increasing the load bearing capacity in field areas, because in that case the increase is based just to the growing effective height of the structure. The increase of the shear and punching shear capacity is also based to the growing effective height of the structure. Therefore this method is not so effective for this kind of strengthening either.

The shear transfer calculations were made based on the Model Code 2010 standard. The results showed that the shear-transfer strength of the interface depends very much of quality of the old surface. If the surface of the old concrete is coarse enough, the interface won't necessary need any shear reinforcement.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty osana Tampereen teknillisen yliopiston maisterivaiheen opintoja yhteistyössä Liikenneviraston kanssa. Aloitin diplomityöprosessin työstämisen joulukuussa 2016. Itse diplomityön tekeminen ajoittui välille helmikuu-toukokuu vuonna 2017.

Työn ohjauksesta vastasivat ja työn ohjausryhmään kuuluivat Heini Raunio (Liikennevirasto), Timo Tirkkonen (Liikennevirasto), Heikki Lilja (Liikennevirasto), Ilkka Vilonen (Ramboll Finland Oy) sekä prof. Anssi Laaksonen (TTY). Kiitokset Liikenneviraston edustajille työn mahdollistamisesta sekä mielenkiinnosta työtä kohtaan. Kiitokset myös prof. Anssi Laakoselle hyvästä ja rakentavasta ohjaustyöstä, sekä siltojen suunnittelun perusteiden opettamisesta TTY:llä.

Erityiskiitos myös Ilkka Viloselle Ramboll Finland Oy:stä työn hankinnassa avustamisesta sekä lukuisista palaverista työn aikana. Näistä palaverista sain paljon ajatuksia ja näkökulmia työtä ja tulevaisuutta varten.

Aika Tampereen teknillisessä yliopistossa on sisältänyt uskomattomia ja omaa elämäni paljon muuttaneita hetkiä. Kiitokset koulukavereille, joiden kanssa aika on kulunut harjoitustöitä tehden, tentteihin lukien ja myös vapaa-aikaa viettäen. Kiitos lätkäjengeille, joiden mukana on tullut halleja kierrettyä ympäri Tamperetta ja Pirkanmaata. Iso kiitos SBS Soittorasialle, jonka toiminnassa on ollut hienoa olla mukana niin kaukalon sisä-, kuin ulkopuolellakin.

Nyt 18 vuoden kouluttautumisen jälkeen on aika sulkea kirjat ainakin toistaiseksi ja siirtyä työelämään. Kiitokset tämän pitkän taipaleen mahdollistamisesta kuuluvat vanhemmilleni Tiinalle ja Jussille, jotka ovat aina tukeneet ja valaneet uskoa minuun. Iso kiitos kuuluu myös nuoremmille sisaruksilleni Juhanalle ja Alinalle, jotka ovat hienosti oppineet marssijärjestyksen tässä perheessä.

Suurin kiitos kuuluu kuitenkin avopuolisolleni Marleenalle, joka omalla läsnäolollaan tuo onnea ja iloa elämäni. Kiitos, että olet tsempannut minua koulun ja elämän suhteen myös niinä aikoina, kun sitä eniten olen tarvinnut. Tämä diplomityö on ollut raskas prosessi, eikä se olisi valmistunut ilman sinua.

Tampereella, 22.8.2017

Eevertti Jurvanen

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Tutkimuksen tausta	1
1.2	Tutkimuksen tavoitteet	2
1.3	Tutkimuksen rajaukset	2
1.4	Tutkimuksen suoritus	2
2.	LAATTASILLAT JA NIIDEN VAHVENTAMINEN	4
2.1	Laattasilta siltatyypinä	4
2.2	Laattasiltojen vahventamistarve Suomessa	5
2.3	Laattasiltojen vahventamismenetelmät	9
2.3.1	Liimausvahventaminen	9
2.3.2	Pintavaluvahventaminen	11
2.3.3	Vahventamismenetelmän valinta	13
3.	VAHVENNETUN BETONIRAKENTEEN TOIMINTA	15
3.1	Liittovaikutus	15
3.2	Kuormien jakaantuminen vanhan ja uuden rakenteen välillä	19
3.2.1	Tukematon rakentamistapa	20
3.2.2	Tunkattu ja tuettu rakentamistapa	22
3.3	Kutistuman ja viruman vaikutukset	23
3.3.1	Viruman vaikutus rakenteen mitoitukseen	23
3.3.2	Kutistuman vaikutus rakenteen mitoitukseen	26
3.3.3	Leikkausliitoksen mitoitus Model code 2010 mukaisesti	31
3.3.4	Leikkausliitoksen mitoitus Eurokoodin mukaisesti	36
3.3.5	Vanhan betonin pinnan vaikutus leikkauskestävyyteen	36
3.3.6	Koheesion vaikutus pintojen väliseen leikkauskestävyyteen	39
3.3.7	Kitkan vaikutus liitoksen leikkauskestävyyteen	41
3.3.8	Tartuntaterästen vaarnavaikutus leikkauskestävyyteen	43
3.3.9	Tartuntaterästen ankkuroinnin huomioiminen	43
3.3.10	Väsyttävien kuormien huomiointi leikkausliitoksen mitoituksessa	45
3.4	Vahventamisen vaikutus murtorajatilassa	46
3.4.1	Taivutuskestävyys	46
3.4.2	Leikkauskestävyys	49
3.4.3	Lävistyskestävyys	50
3.4.4	Venymien huomioiminen	57
3.5	Vahventamisen vaikutus käyttörajatilassa	60
3.5.1	Jännitykset	60
3.5.2	Halkeilu	62
4.	VAHVENNETTUIJEN ESIMERKKIKOHTEIDEN ESITTELY	66
4.1	Saikun Sillan kantavuuslaskenta ja vahventaminen	66

4.1.1	Kohteen yleistiedot	66
4.1.2	Mitoituskuormat ja rakennemalli	66
4.1.3	Kantavuuslaskennan tulokset	67
4.1.4	Sillan vahventaminen	69
4.1.5	Leikkausliitoksen mitoitus	70
4.2	Huhkolan sillan kantavuuslaskenta ja vahventaminen	71
4.2.1	Kohteen yleistiedot	71
4.2.2	Mitoituskuormat ja rakennemalli	71
4.2.3	Kantavuuslaskennan tulokset	72
4.2.4	Sillan vahventaminen	75
4.2.5	Leikkausliitoksen mitoitus	77
4.3	Irvankosken sillan kantavuuslaskenta ja vahventaminen	78
4.3.1	Kohteen yleistiedot	78
4.3.2	Mitoituskuormat ja rakennemalli	78
4.3.3	Kantavuuslaskennan tulokset	79
4.3.4	Sillan vahventaminen	81
4.3.5	Leikkausliitoksen mitoitus	83
4.4	Kovjoen sillan kantavuuslaskenta ja vahventaminen	84
4.4.1	Kohteen yleistiedot	84
4.4.2	Mitoituskuormat ja kuormien yhdistely	84
4.4.3	Kantavuuslaskennan tulokset	85
4.4.4	Vahventaminen	86
4.4.5	Leikkausliitoksen mitoitus	89
4.5	Kavilan ylikulkusilta	90
4.5.1	Kohteen yleistiedot	90
4.5.2	Mitoituskuormat ja rakennemalli	91
4.5.3	Kantavuuslaskennan tulokset	92
4.5.4	Vahventaminen	92
4.5.5	Leikkausliitoksen mitoitus	97
4.6	Niinijoen silta	102
4.6.1	Kohteen yleistiedot	102
4.6.2	Mitoituskuormat	102
4.6.3	Kantavuustarkastelu	103
4.6.4	Vahventaminen	104
4.6.5	Leikkausliitoksen mitoitus	105
4.7	Lövön ylikulkusilta	107
4.7.1	Yleistä	107
4.7.2	Kantavuustarkastelun tulokset	108
4.7.3	Kuormitukset	108
4.7.4	Vahventamismitoituksen tulokset	108
4.7.5	Leikkausliitoksen mitoitus	110
4.8	Yhteenvedo esimerkkisiltojen laskelmista	111

5.	BB-17 SILLAN KANTAVUUSLASKENTA.....	116
5.1	Tyyppirakenteen esittely	116
5.2	Käytettävät kuormat	117
5.3	Rakennemalli.....	122
5.4	Mitoittavat rasitukset.....	123
5.5	Mitoitus murtorajatilassa.....	128
5.5.1	Taivutusmitoitus.....	128
5.6	Leikkausmitoitus	130
5.7	Lävistysmitoitus	132
5.8	Mitoitus käyttörajatilassa	132
5.9	Yhteenveto sillan kantavuuslaskennasta	134
6.	BB-17 VAHVENTAMISLASKELMAT	135
6.1	Yleistä.....	135
6.2	Kuormitukset.....	135
6.3	Mitoittavat rasitukset.....	139
6.4	Vahventamismitoitus murtorajatilassa	140
6.4.1	Vahvennetun rakenteen murtotapa.....	140
6.4.2	Taivutusmitoitus.....	143
6.4.3	Leikkausmitoitus	145
6.4.4	Lävistysmitoitus	145
6.5	Vahventamismitoitus käyttörajatilassa.....	147
6.5.1	Kutistuman vaikutusten huomioiminen	147
6.5.2	Sallittujen jännitysten laskenta.....	154
6.5.3	Halkeamaleveyksien tarkastelu.....	163
6.6	Leikkausliitoksen mitoitus	165
7.	JOHTOPÄÄTÖKSET JA JATKOTUTKIMUSEHDOTUKSET	171
7.1	Johtopäätökset	171
7.2	Jatkotutkimusehdotukset	172
	LÄHTEET.....	174
	LIITELUETTELO	177

MERKINNÄT

A_c	Betonin poikkileikkausala
A_s	Betoniterästen poikkileikkausala
E_{cm}	Betonin sekanttimoduuli
E_{cp}	Viruneen betonin kimmokerroin
E_s	Betoniterästen kimmokertoimen mitoitusarvo
I_c	Betonipoikkileikkauksen neliömomentti
$M_{sls,freq}$	Käyttörajan tavallisen yhdistelyn taivutusmomentin mitoitusarvo
$M_{sls,qp}$	Käyttörajan pitkäaikaisen yhdistelyn taivutusmomentin mitoitusarvo
M_{uls}	Murtorajan taivutusmomentin mitoitusarvo
R	Kestävyys
V	Leikkausvoima
b	Poikkileikkauksen leveys
d	Poikkileikkauksen tehollinen korkeus
f_{ck}	Betoni lieriöpuristuslujuuden ominaisarvo
f_{cd}	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{ctk}	Betonin ominaisvetolujuus
f_{ctd}	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_{yk}	Betoniteräksen vetolujuuden ominaisarvo
f_{yd}	Betoniteräksen vetolujuuden mitoitusarvo
h	Poikkileikkauksen korkeus
t	Tarkasteluhetki [d]
α_e	Betoniterästen ja betonin kimmokertoimien välinen suhde
c_r	Pinnan karheudesta riippuva
γ_c	Betonin osavarmuusluku
γ_s	Betoniterästen osavarmuusluku
ϵ_{cu2}	Betonin murtopuristuma
ϕ	Betonin virumaluku
μ	Betonipintojen välinen kitkakerroin
ν	Suppeumaluku (Poisson'n vakio)
ν	Leikkaushalkeilleen betonin lujuudenpienennyskerroin
x_c	Betonin puristetun pinnan korkeus

1. JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta

Lyhyillä jänneväleillä (~5-30 m) yksi tavanomaisimmista siltatyypeistä on laattasilta. Siinä sillan kansirakenne koostuu suoraan tukien päällä olevasta betonilaatasta. Liikenneviraston vuonna 2010 tekemän selvityksen [1] mukaan Suomen sillastosta noin 60 % on teräsbetonisiltoja ja niistä yli 60 % on laattasiltoja. Suurin osa käytössä olevista laattasilloista on suunniteltu ja rakennettu vuosien 1950 - 1995 välillä, joten etenkin vanhimpien laattasiltojen kansirakenne on suunnitellun käyttöikänsä puolessa välissä. [1]

Vuoden 2010 aikana siltojen suunnittelu uudistui merkittävästi, kun suunnitteluperusteissa siirryttiin eurokoodipohjaiseen suunnitteluun. Tämä johti mm. mitoitusmenetelmien uudistumiseen ja mitoituskuormitusten päivittämiseen nykyisiä liikennemääriä ja kuormia vastaavaksi. Näin ollen ennen eurokoodiaikaa suunniteltujen siltojen kantavuus ei välttämättä ole riittävä kantamaan yksittäisten erikoiskuljetusten aiheuttamaa kuormaa. Tämän lisäksi laattasiltojen kansirakenteen betonin kunto on voinut heiketä huomattavasti suunnitellusta esimerkiksi rakentamis- tai suunnitteluvirheen takia. Uusien siltojen kantavat rakenteet suunnitellaan kuitenkin pääasiassa 100 vuoden käyttöiälle, joten sillan uusiminen tai painorajoittaminen ei kustannusteknisesti ole välttämättä tehokkain tai pitkällä ajanjaksolla paras ratkaisu. Näin ollen sillan kantavuutta tulee kasvattaa vastaamaan nykyisiä vaatimuksia.

Laattasiltoja voidaan vahventaa eri tavoin. Esimerkkejä vahventamismenetelmistä ovat liimausvahventaminen ja betonirakenteen rakennekorkeuden kasvattaminen pintavalulla. Liimausvahventamista on käsitelty Liikenneviraston Betonirakenteiden liimausvahventamisohjeessa. [2] Rakennekorkeuden kasvattamiseen pintavalulla ei varsinaisesti ole tällä hetkellä ainakaan Suomessa mitään virallista ohjetta, eikä aiheesta ole myöskään tehty aiempia tutkimuksia Suomessa. Näin ollen pintavalulla vahventaminen on tähän mennessä ollut enemmän suunnittelijan omien menetelmien / ajatusmallien varassa.

Suomessa on tehty joitakin pintavaluvahventamiskohteita, joissa betonirakenteen päälle on valettu vanhan laatan yhteyteen uusi pintalaatta. Luvun 4 perusteella voidaan todeta, että pintalaatan ja vanhan rakenteen välisen leikkausliitoksen mitoituksessa on kuitenkin usein suuriakin eroja eri suunnittelijoiden välillä. Etenkin leikkausliitoksen määrä uuden ja vanhan rakenteen liitoksessa vaihtelee merkittävästi riippuen siitä, millä tavoin suunnittelija on rakenteen liitoksen mitoittanut. Leikkausliitoksen lisäksi pintalaatan kutis-

tuman huomioimisessa on suurta vaihtelua eri suunnittelijoiden välillä. Näin ollen vahventamismitoituksen yleiselle ohjeistamiselle on tarvetta.

1.2 Tutkimuksen tavoitteet

Tutkimuksen päätavoitteena on muodostaa suositus pintavaluvahventamisen mitoituksista. Lisäksi suosituksessa otetaan kantaa eri tekijöiden huomioimiseen vahventamismitoituksessa.

Päätavoitteen ohella tutkitaan jo tehtyjen kohteiden mitoitusmenetelmiä sekä vertaillaan eri mitoitusmenetelmillä saatavien lopputulosten välisiä eroja.

1.3 Tutkimuksen rajaukset

Tutkimuksessa keskitytään pelkästään pintavaluvahventamiseen, josta ei tällä hetkellä ole käytössä yleistä ohjeistusta. Aihe käsittää itsessään paljon erilaisia tekijöitä, joten tämän tutkimuksen puitteissa ei ole mahdollisuuksia ottaa kantaa muihin vahventamismenetelmiin tai pintavaluvahventamisen soveltuvuuteen muissa rakenteissa.

Työssä tarkastellaan pelkästään laattasiltojen vahventamista. Teräsbetonipalkkien vahventamiseen tämä tutkimus ei ota kantaa. Laatan vahventamisessa keskitytään laatan päälle tehtävään pintavaluun ja sen vaikutukseen kenttä- ja tukialueen kantavuuksiin. Laatan alapintaan tehtävä lisävalu jätetään tämän työn puitteissa tarkastelematta. Myöskään vinopäisien laattasiltojen poikkisuunnan vahventamista ei tässä yhteydessä tarkastella.

Työn laskentaosuudessa tehdään esimerkkilaskelmat, kantavuuden määrittäminen ja vahventaminen Liikenneviraston BB/17 tyyppisillalle. Tyyppisilta on valittu yhdessä Liikenneviraston kanssa.

Laskelmissa käydään läpi sekä tuki-, että kenttäalueen mitoittaminen ja vahventaminen sekä käyttö- että murtorajatilassa. Murtorajatilassa tarkastellaan vahventamisen vaikutusta taivutus-, leikkaus- ja lävistyskestävyyteen.

1.4 Tutkimuksen suoritus

Tutkimus on kvantitatiivinen tutkimus, jossa lähtötietoaineistona käytetään eurokoodeja ja Liikenneviraston suunnitteluohjeita sekä vahvennettujen kohteiden vahventamislaskelmia. Vahvennettujen siltien nimet selvitetään ELY-keskuksien siltainsinööreiltä ja kyseisten siltien vahventamislaskelmat Liikennevirastolta. Vahvennettuja kohteita selvitetään myös suurimpien kaupunkien (Helsinki, Espoo ja Tampere) siltainsinööreiltä. Lisäksi pyritään saamaan vertailuaineistoa myös Rambollin muista Pohjoismaiden toimistoista.

Tutkimusmenetelmäksi on valittu vahventamisen määrittäminen laskennallisesti. Menetelmän valinta perustuu lähtötietoaineiston luonteeseen sekä käytettävissä oleviin resursseihin. Tämän tutkimuksen puitteissa koekuormitusten järjestäminen ei ole mahdollista. Niiden hyödyntämistä mahdollisissa jatkotutkimuksissa tulee kuitenkin arvioida.

Aineistoa analysoidaan eri mitoitusmenetelmillä saatuja tuloksia vertailemalla. Huomioita kiinnitetään erityisesti vahvennetun rakenteen kantavuuden määrittämisen murto- ja käyttörajatiloissa. Lisäksi keskitytään uuden ja vanhan laatan välisen leikkausliitoksen mitoituksessa oleviin eroihin. Esimerkkilaskelmissa sillan vahventamista arvioidaan laskennallisesti ja osoitetaan eri olettamuksien aiheuttamia eroja lopullisissa tuloksissa.

Tulokset raportoidaan laskelmien lisäksi taulukoituina eroina eri laskentametodien tulosten välillä. Tuloksissa esitetään eri laskentamenetelmillä saatavia tartuntaterästen määriä ja niiden vaikutusta vahventamistyön kustannuksiin. Lisäksi tuloksissa arvioidaan betonipinnan karheuden vaikutusta kestävyYTEEN ja karhentamistyön vaikutusta kustannuksiin.

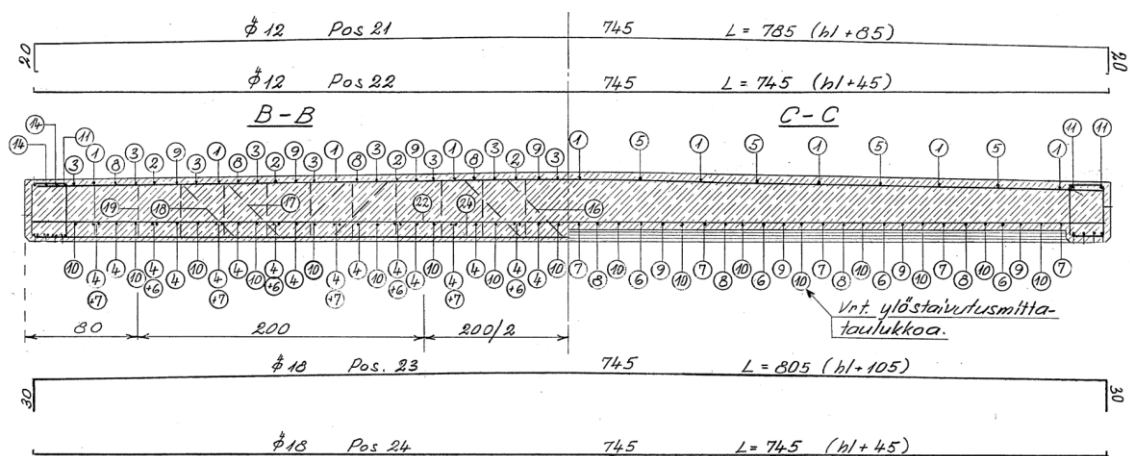
2. LAATTASILLAT JA NIIDEN VAHVENTAMINEN

2.1 Laattasilta siltatyypinä

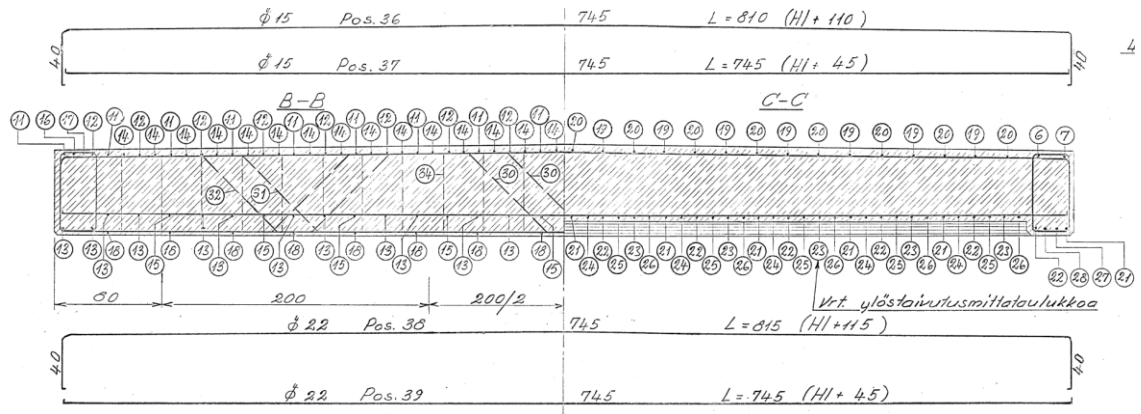
Laattasilta on hyvin yleinen siltavaihtoehto lyhyillä jännemitoilla. [3] Siinä päällysrakenne koostuu pelkästä betonilaatasta, joka tukeutuu sillan päissä oleviin maatukiin tai pilareihin. Jatkuvassa rakenteessa välitukina toimivat laattasilloilla usein pilarit tai seinämäiset välituet. Laattasiltoja on Liikenneviraston vuonna 2010 tekemän selvityksen mukaan Suomen tiestöllä 3476. [1]

Laattasilan kansirakenteen korkeus on hyvin merkittävässä osassa rakenteen kestävyysmäärityksessä. Rakenteen korkeutta kasvattamalla kasvaa myös rakenteen kestävyys. [3] Toisaalta iso osa laattasilan kuormista koostuu laatan omasta painosta, joka myös kasvaa rakennekorkeuden mukana. Käytettävä rakennekorkeuden määrittelee usein siltapaikan geometria, jännemitta tai jatkuvissa silloissa jännemittojen välinen suhde. Päällysrakenteen korkeutta rajoittavana tekijänä voi joskus olla myös alittavan väylän vaatima vapaa alikulkukorkeus. Laattasiltojen rakennekorkeus on yleensä lyhyillä (<10m) jänneväleillä $L/10 \dots L/12$ ja pidemmällä jänneväleillä (>10m) $L/12 \dots L/20$. [3]

Rakennekorkeus vaihtelee kuitenkin usein niin, että kannen poikkileikkauksen korkeus on suurimmillaan laatan keskellä ja pienimmillään reunapalkkien juuressa. Jatkuvissa silloissa voidaan lisäksi käyttää pituussuunnassa muuttuvaa poikkileikkausta tukialueen kestävyyskasvattamiseksi. Kuvissa 1 ja 2 on esitettyä tavanomaisia laattasiltojen poikkileikkauksia kenttä- ja tukialueella. [4]



Kuva 1: BB_10 laattasilan poikkileikkaus tuella (B-B) ja kentässä (C-C) [4]



Kuva 2: BB_17 laattasilan poikkileikkaukset tuella (B-B) ja kentässä (C-C) [4]

2.2 Laattasiltojen vahventamistarve Suomessa

Vahventamistarpeessa olevia laattasiltoja on Suomessa hyvin paljon. Näin ollen ei ole taloudellisesti mahdollista tai järkevää vahventaa kaikkia laattasiltoja heti, vaan vahventamisessa keskitytään ongelmallisimpiin kohteisiin. Vahventamispäätökseen voivat kantavuuden puutteen lisäksi vaikuttaa ainakin seuraavat asiat: pintarakenteiden kunto, tulevat korjaustoimenpiteet, sillan merkittävyys (sijainti/kuljetustarpeet).

Sillan vahventamistarpeen merkittävin tekijä on liian pieni kantavuus. Kantavuusvajetta tavataan usein vanhemmissa silloissa, joiden suunnittelukuormat ovat selvästi nykyisiä mitoituskaavioita pienemmät. Näin ollen nykyisillä kuormituksilla päädytään selvästi suurempiin rasituksiin ja sillalle tulee asettaa painorajoitus tai siltaa on vahvennettava. [5,6]

Pintarakenteiden kunto on myös merkittävä tekijä siltojen vahventamissuunnittelussa. Päälysrakenteen tai pintakerrosten avaaminen ja uusiminen on kallista ja näin ollen on taloudellisesti kannattavaa vahventaa siltaa päälysrakenteen uusimisen yhteydessä. Päälysrakennetyöt aiheuttavat myös liikennehaittoja, joten myös tästä syystä vahventaminen ja päällysteen uusiminen kannattaa tehdä samalla kertaa.

Sillan merkittävyys vaikuttaa myös vahventamiskohteiden priorisointiin. Mikäli sillan kantavuudessa havaitaan puutteita raskaasti kuormitetuilla tieosuuksilla (valta- ja kantatiet), on vahventaminen yleensä painorajoitusta parempi ratkaisu. Vastaavasti vähemmän liikennöidyillä seutu- ja yhdysteillä painorajoituksen asettaminen voi joissain tapauksissa olla riittävä ratkaisu.

Siltojen tietoja voidaan hakea Liikenneviraston ylläpitämästä Taitorakennerekisteristä. [7] Vahventamistarpeessa olevien laattasiltojen tilastoimiseen on tässä tutkimuksessa tehty haku seuraavilla hakuehdoilla:

- Rakenneluokka: Silta
- Materiaali: Betoni
- Staattinen rakenne: Laatta
- Jatkuvat laattasillat

Hakuehdot on rajattu niin, että kohteen tulee täyttää kaikki yllä mainitut ehdot, jotta se huomioidaan tarkastelussa. Yllä esitetyillä ehdoilla määritettiin yhteensä 3220 laattasiltaa. [7] (11.4.2017) Kantavuuden puutosta voidaan arvioida käytetyn suunnittelukuormituksen perusteella. Siltojen määrät suunnittelukuormien mukaan ryhmiteltynä on esitettyä alla olevassa taulukossa 1.

Taulukko 1: Useampiaukkoisten tieliikenteessä olevien laattasiltojen suunnittelukuormien jakauma

Kuorma	AI	AII	AI + teli	Lk1, Ek1	LM1, LM3	Ak1 + Ek1	Ak1 + Ek2
lkm	329	25	223	1451	122	228	18
Osuus	10,2 %	0,8 %	6,9 %	45,1 %	3,8 %	7,1 %	0,6 %

Kuorma	I48	KI4	Lk1 + Ek2	Ei määritetty
lkm	80	70	28	192
Osuus	2,5 %	2,2 %	0,9 %	6,0 %

Taulukon 1 perusteella voidaan todeta, että noin puolet (1601) taitorakennerekisterissä olevista laattasilloista on suunniteltu NCCII [5] mukaisille liikennekuormille LM1 ja LM3 tai liikennekuormalle Lk1. Vastaavasti noin 25 % (823) silloista on suunniteltu AI, AII ja Ak1 kuormituksille.

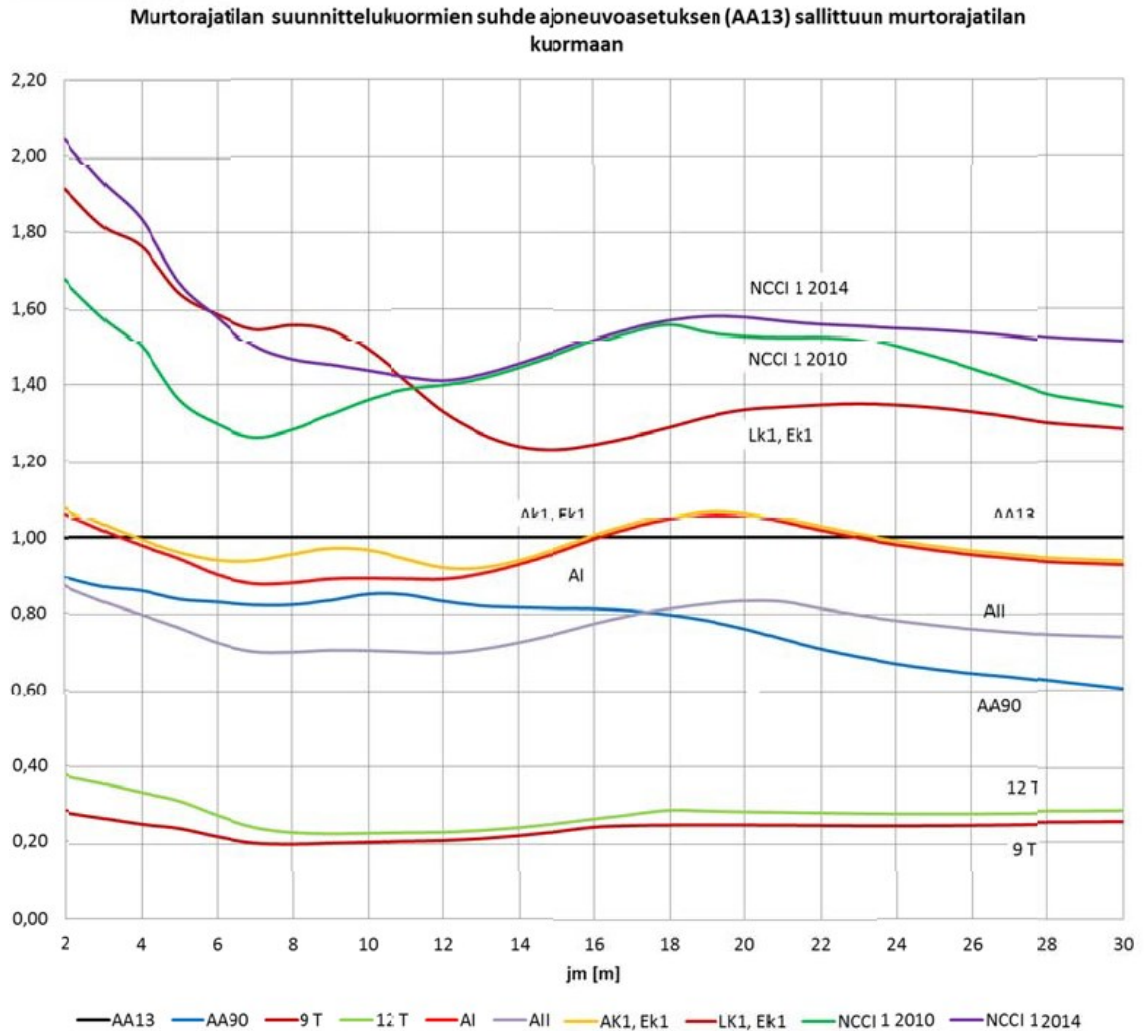
Noin 12 % silloista on rautatiesiltoja, joiden suunnittelukuormina on pääosin VR-74 tai LM71-35 kuormitukset. Alla olevassa taulukossa 2 on esitettyä rautatiesiltojen osuudet kaikista laattasilloista.

Taulukko 2: Liikennekuormien jakauma rautatiekäytössä oleville laattasilloille

Kuorma	LM71 - 35	PKM71 + Ek1	VR-74
Lukumäärä	129	30	217
Osuus	4,0 %	0,9 %	6,7 %

Loppujen siltojen kuormituksista ei ollut tietoa tai niiden suunnittelukuormien osuus oli kaikkiin kuormiin verrattuna pieni.

Kuvassa 3 on esitettyä eri kuormitusten aiheuttamien taivutusrasitusten keskinäiset suhteet murtorajatilassa [6].



Kuva 3: Liikennekuormien suhde murtorajatilassa [6, kuva 13]

Luvun 4 esimerkkilaskelmien ja luvun 6 kantavuuslaskennan perusteella voidaan todeta, että AI ja AII kuormituksilla suunnitellut sillat eivät usein vastaa kantavuuslaskentaohjeen mukaisten kuormien aiheuttamia rasituksia. [6] Nykyisten Liikenneviraston ohjeiden NCCI1 (2010/2014) mukaisille kuormille suunniteltujen siltojen voidaan olettaa kestävän kantavuuslaskentaohjeen mukaisten kuormien rasitukset. Vastaavasti kuvan 3 perusteella voidaan olettaa, että liikennekuormalle Lk1 suunniteltujen siltojen kantavuus voi yli 10 m jänneväleillä olla kriittinen kantavuuslaskentaohjeen kuormitukseen verrattuna. Tarkastelussa tulee kuitenkin huomioida rakenteen todellinen kestävyys, joka voi olla huomattavasti mitoituskuormia suurempi. Rautatiesiltoja ei tässä yhteydessä ole tarkemmin käsitelty.

Kuten aiemmin todettiin, vahventaminen kannattaa kustannusteknisesti ajoittaa siltojen kunnostuksen yhteyteen. Vahventamisen yhteydessä kannen pintarakenteet joudutaan joka tapauksessa uusimaan, joten uuden päällysteen uusiminen useaan kertaan koetaan usein tarpeettomaksi kustannukseksi. Taulukoihin 3 ja 4 on koottu laattasiltojen määrät erikuntoisten pintarakenteiden ja päällysteiden mukaisesti. [7] (11.4.2017)

Taulukko 3: Laattasiltojen jakauma pintarakenteen kunnon mukaisesti

Luokka	0	1	2	3	4	9	Ei määritetty
Lukumäärä	752	1683	437	149	14	6	179
Osuus	23,4 %	52,3 %	13,6 %	4,6 %	0,4 %	0,2 %	5,6 %

Taulukko 4: Laattasiltojen jakauma päällysrakenteen kunnon mukaisesti

Luokka	0	1	2	3	4	9	Ei määritetty
Lukumäärä	497	2034	454	71	2	8	154
Osuus	15,4 %	63,2 %	14,1 %	2,2 %	0,1 %	0,2 %	4,8 %

Siltarakenteiden kunto määritellään sillantarkastuskäsikirjassa [8] seuraavasti:

- 0 = Uusi tai lähes uuden veroinen rakenneosa.
- 1 = Hyväkuntoinen pää rakenneosa. Pientä kulumista, mutta rakenneosa toimii hyvin.
- 2 = Rakenteessa on selvästi havaittavia puutteita tai vaurioita, jotka eivät rajoita rakenteen käyttöä. Rakenneosan korjaamista esitetään yleensä tulevaisuuden varalle.
- 3 = Rakenteessa on selkeitä ja korjausta vaativia vaurioita.
- 4 = Rakenteessa on vaurioita, jotka heikentävät sillan kantavuutta tai vaarantavat liikenneturvallisuutta. Rakenneosa on korjattava tai uusittava.
- 9 = Rakenteen kuntoa ei ole päästy tarkastamaan.

Näin ollen voidaan todeta, että kuntoluokan 0-1 rakenteiden uusiminen ei ole yleensä ajankohtaista lyhyellä aikajänteellä. Vastaavasti luokkien 2-4 rakenteet tulee uusida vaurioluokasta ja kunnosta riippuen lähitulevaisuudessa. [8] Siltoja, joissa pintarakenteen kunto kuuluu luokkiin 2-4, on 600 kpl. Vastaavasti päällysrakenteen mukaan ryhmiteltyinä luokkiin 2-4 kuuluvia siltojen päällysrakenteita on taulukon 3 mukaan 527 kpl. [7]

Vanhojen siltojen vahventamisen ja korjauksen yhteydessä tilannetta tulee aina tarkastella myös pitkällä aikajänteellä. Mikäli sillan vahventamiskustannukset nousevat merkittäväksi, voi vahventamisen sijaan tulla kysymykseen sillan uusiminen. Näissä tapauksissa sillalle voidaan asettaa painorajoitus, käyttää silta käyttöikänsä loppuun ja purkaa uuden sillan tieltä pois. Tällainen menettely voi olla tehokasta kohteissa, joissa van-

han sillan kunto on todella heikko tai vahventaminen on työteknisesti haastavaa tai poikkeuksellisen kallista.

2.3 Laattasiltojen vahventamismenetelmät

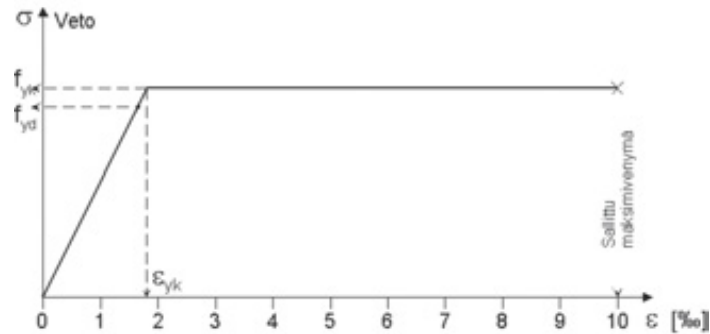
Laattasiltoja vahvennetaan pääasiassa kahdella eri menetelmällä: liimausvahventamisella ja pintavaluvahventamisella. Molemmissa menetelmissä pyritään kasvattamaan rakenteen kestävyyttä ongelma-alueilla. Vahventamismenetelmien käyttöön ja soveltuvuuteen vaikuttaa esimerkiksi rakenteen pituusgeometria, vahventamistarpeen määrä, pintarakenteen kunto, jänteiden lukumäärä sekä heikoin rakenneosa.

2.3.1 Liimausvahventaminen

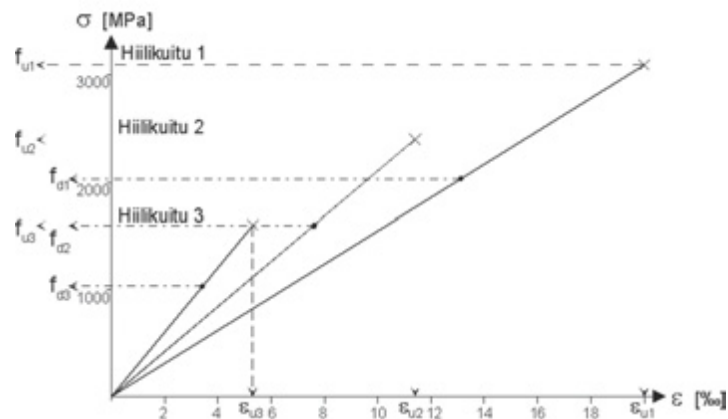
Liimausvahventamisella voidaan kasvattaa sekä rakenteen taivutus- että leikkauskestävyyttä. Menetelmässä betonirakenteen ylä- ja/tai alapintaan liimataan hyvin vetoa kestävä materiaalia, jolla lisätään betonirakenteen vetorautoitteiden määrää. Betonisiltujen liimausvahventamisohjeen luvussa 3 on esitelty erilaisia vahventamismateriaaleja. Yleensä liimausvahventamisessa käytetään teräslevyjä tai hiilikuitutuotteita. [2]

Teräslevyillä vahvennettaessa käytetään yleensä kuumavalssattuja rakenneteräksiä. Vahventamiseen suositeltavia teräslajeja ovat esimerkiksi S235, S275 ja S355. [2] Rakenneteräksen kimmokerroin (210GPa) on hyvin lähellä betoniterästen kimmokerrointa (200GPa), joten kuorma jakaantuu melko tasaisesti molemmille vetorautoitteille.

Hiilikuitu poikkeaa materiaalina melko paljon betoni- ja rakenneteräksistä. Sen lujuus on huomattavasti rakenneterästä korkeampi. Vahventamisessa yleisesti käytettyjen hiilikuitujen murtolujuus on 1000 MPa - 3000 MPa. Hiilikuidulla on suuri lujuus kuitenkin vain kuitujen suunnassa. Suurin ero hiilikuidun ja rakenneteräksen välillä on materiaalin jännitys-venymä käyttäytymisessä. Hiilikuitu ei rakenneteräksen tavoin plastisoidu vaan sen jännitys-venymä-kuvaaja on lineaarinen aina murtolujuuteen asti. [2] Kuvissa 4 ja 5 on esitettyä rakenneteräksen ja hiilikuidun jännitys-venymä-kuvaajat. Hiilikuidun kuvaajassa on 3 erilaista hiilikuitua (1. suuri lujuus, alhainen kimmomoduuli, 2. keskimääräiset arvot ja 3. alhainen lujuus, suuri kimmomoduuli).



Kuva 4: Rakenneteräksen jännitys-venymä-kuvaaja [2, kuva 2]



Kuva 5: Erilaisten hiilikuitujen jännitys-venymä-kuvaajat [2, kuva 2]

Liimausvahventamisessa käytetään yleensä hiilikuitua, jonka kimmomoduuli on lähellä terästen kimmomoduulia. Hiilikuitua käytetään siltojen vahventamisessa useammassa eri muodossa: hiilikuitunauhoina, hiilikuitukankaina ja hiilikuitutankoina. [2]

Nauhavahvikkeet koostuvat yhteen sidotuista hiilikuiduista, jotka muodostavat yleensä 1 – 1,5 mm paksun ja 50 – 150 mm leveän hiilikuitukaistan. Nauhoja voidaan liimata myös ristiin, jos halutaan kasvattaa kantavuutta myös rakenteen poikkisuunnassa. Hiilikuitukangas on vastaavasti hyvin ohut kuiduista kudottu vahvike, jossa ristiin kudotut kuidut kantavat molempiin suuntiin. Kangasvahventamisen kapasiteettia voidaan kasvattaa liimaamalla useampi kangas päällekkäin. [2] Hiilikuitukangas on usein hyvä vaihtoehto juuri laattarakenteille, kun taas kuitunauhoja voidaan käyttää laattasiltojen lisäksi myös palkkirakenteiden vahventamisessa.

Liimausvahventaminen soveltuu parhaiten yksiaukkoisten siltojen vahventamiseen, jossa rakenteen taivutuskestävyyttä kasvatetaan kenttäalueella. Palkkisirtojen vahventamisessa voidaan käyttää hiilikuitu- tai teräskaistoja, laattasiltojen vahventamisessa käytettävä materiaali tulee valita kohteen mukaisesti.

Hiilikuidun suuren lujuuden vuoksi vaaditaan suuria muodonmuutoksia, ennen kuin hiilikuitu voi saavuttaa murtolujuutensa. Hiilikuituvahventamisessa päästäänkin harvoin

hyödyntämään koko materiaalin suurta lujuutta, vaan rajoittavaksi tekijäksi tulee usein esimerkiksi betonin murtopuristuman ylittyminen.

Rakenteen yläpinnan liimausvahventaminen asettaa lisäksi rajoituksia päällystekerrosten rakentamiselle. Kannen yläpintaa vahvennettaessa tulee vahvikkeiden päälle valaa suojakerros, joka estää asfaltti- ja vedeneristystöistä aiheutuvan lämmön nousun pääsyn liimaussaumoihin asti. Liiman lämpötilan on pysyttävä kaikkina aikoina alle lasittumislämpötilan jotta liimaussauman mitoitettu kestävyys voidaan saavuttaa. [2] Näin ollen valittu liima sekä tulevia työvaiheita rajoittavat tekijät on määritettävä tarkkaan vahventamissuunnitelman yhteydessä. Tästä syystä liimausvahventaminen koetaan paremmaksi vaihtoehdoksi nimenomaan kenttäalueiden kapasiteetin kasvattamiseksi.

2.3.2 Pintavaluvahventaminen

Pintavaluvahventamisessa betonirakenteen ylä- ja/tai alapintaan valetaan uusi betoni-laatta, joka ankkuroidaan vanhaan rakenteeseen esimerkiksi harjateräksillä. Menetelmällä saadaan rakennekorkeuden kasvattamisen lisäksi asennettua uuteen laattaa lisää vetoteräksiä. Pelkän pintavalun tekeminen ilman raudoitusta esimerkiksi rapautuneen betonin tilalle on enemmän vanhan rakenteen korjaamista kuin vahventamista, joten sitä ei tässä yhteydessä käsitellä.

Pintavaluvahventamisessa uusi rakenne toimii liittorakenteen tavoin. Vahventaminen pyritään kohdistamaan kestävyys kannalta ongelmalliselle alueelle. Vanhan rakenteen rapautunut betoni poistetaan ja vanhan rakenteen pinta karhennetaan betonipintojen välisen tartuntalujuuden parantamiseksi. Pintojen välistä leikkauskestävyyttä korotetaan vielä tartuntateräksillä, jotka ankkuroidaan vanhaan rakenteeseen. Pintavalun paksuus määritellään tapauskohtaisesti vahventamistarve ja asennettavien terästen määrä huomioiden. Lisäksi pintavalun asentamisessa tulee huomioida betonin vähimmäispeitepaksuudet. Liikenneviraston ohjeen NCCI2 mukaisesti raudoitteiden betonipeitevaatimus on siltojen kansirakenteilla minimissään 40 mm. Tämä rajoitus perustuu uusien siltojen suunnittelussa käytettävään 100 vuoden käyttöikätaivoitteeseen. [9] Vahventamiskoh-teissa ei kuitenkaan yleensä tavoitella 100 vuoden käyttöikää, joten betonipeitevaati-muksia tulee arvioida tapauskohtaisesti. [6] Pintavalun korkeus on kaikissa luvun 4 vahventamiskohteissa ollut 80 - 130 mm.

Vahventamisen yhteydessä vanhan laatan pintaa voidaan karhentaa paremman tartunta-pinnan luomiseksi. Samassa yhteydessä poistetaan myös vanhan laatan pinnan huono-kuntoinen betoni. Näin ollen uusi pintalaatta ei kasvata rakennekorkeutta oman korkeu-tensa verran, vaan rakennekorkeuden muutoksessa tulee huomioida myös vanhan raken-teen yläpinnan purkaminen.

Pintavaluvahventaminen soveltuu parhaiten jatkuvien laattasiltojen vahventamiseen ja sillä voidaan vahventaa niin tuki- kuin kenttäaluetta. Uuden laatan valaminen rakenteen

yläpintaan kasvattaa taivutuskestävyyttä lähinnä tukialueella ja alapintaan tehty valu vastaavasti kenttäalueilla. Kantavuuden kasvaminen riippuu pääasiassa asennettavien lisäterästen määrästä. Kantavuutta voidaan kasvattaa ohuellakin valulla käyttämällä tarpeeksi vahvaa raudoitusta pintavalussa. Rakennekorkeuden kasvamisella on myös pieni vaikutus rakenteen kestävyysasteeseen, mutta verrattuna vetoterästen vaikutukseen se on hyvin marginaalinen. Kantavuuden kasvattamista on käsitelty tarkemmin luvussa 6.

Pintavaluvahventamisessa voidaan käyttää teräsbetonin sijaan myös kuitubetonia. Kuitubetoni koostuu betonin lisäksi betonimassaan sijoitetuista kuiduista. [9] Kuidut voivat olla terästä, polymeerejä, muoveja, hiilikuituja ja näiden yhdistelmiä. Rakennusalaalla käytetään yleisesti kuitubetonoinnissa teräskuituja sen materiaaliominaisuuksien vuoksi. [10]

Kuitubetonin päällimmäinen käyttösyys rakentamisessa on betoniterästen tapaan poikkileikkauksen vetokestävyyden parantaminen. Kuitubetonin kuidut pystyvät välittämään vetovoimia halkeamien yli, jolloin päästään pienempiin halkeamaleveyksiin ja suurempaan vetolujuuteen poikkileikkauksen halkeiltua. [10] Kuitubetonin käytöllä saadaan myös poikkileikkauksen betoniteräsmäärää pienennettyä. Vahventamiskohteissa kuitubetonilla saavutetaan etua myös kutistumanhallinnassa, kun huomioidaan kuitujen kyky välittää kutistumasta aiheutuvat vetovoimat. Tässä työssä ei kuitubetonin käyttöä ole tämän tarkemmin pohdittu, mutta sen käyttöä vahventamiskohteissa tulee tutkia jatkossa. Kuitubetonirakenteiden mitoitus on käsitelty tarkemmin mm. Mikko Mäntyrannan diplomityössä ”Kantavien teräskuitubetonirakenteiden mitoitus”. [10]

Pintavaluvahventamisessa ongelmaksi voidaan kokea vanhaan rakenteeseen ankkuroitavan teräksen ankkurointipituuden saavuttaminen. Vanhan laatan ollessa hoikka, ei tarunnalle porattava reikä välttämättä ole riittävän syvä NCCI2 mukaisen tartuntapituuden saavuttamiseen. [9] Pienempiin ankkurointipituuksiin voidaan päästä käyttämällä esimerkiksi erikoisliittimiä.

Siltojen vahventamiseen soveltuu esimerkiksi Hiltin HCC-B leikkausliitin. [11] Leikkausliittimen kokonaispituus on 180 mm, jolloin täydelle voimalle ankkuroiminen ei oikealla massalla vaadi kovinkaan paljoa paksuutta vanhalta rakenteelta. [11] Ankkurin myötölujuuden ominaisarvo on kuitenkin vain 400 MPa, jolloin riittävän ankkurointipituuden saavuttaminen 80 %:sti tuottaa tavallisella betoniteräksellä saman tuloksen kuin HCC-B liittimellä. [11] Lisäksi liittimen kappalehinta on tavallista betoniterästankoa merkittävästi suurempi, sillä yhden liittimen hinta on ~5.5 €/kpl. Näin ollen erikoisliittimien käyttöä tulee harkita kohteissa, joissa teräksen mahdollinen ankkurointipituus on pieni.

2.3.3 Vahventamismenetelmän valinta

Vahventamismenetelmä tulee valita vahvennettavan rakenteen ja vaatimusten mukaisesti. Molemmat menetelmät sopivat rajallisesti kaikkiin laattasiltoihin, mutta yleensä pyritään kaikkein tehokkaimpaan ja edullisimpaan vaihtoehtoon.

Yleisesti voidaan todeta, että pintavaluvahventaminen on käyttökelpoisempi ja varmempi menetelmä, kun rakenteen kantavuuden ongelmat sijoittuvat tukialueille. Tällöin lisälaatta valetaan rakenteen yläpintaan ja laattaan asennettavat teräkset toimivat yläpinnan vetoteräksinä yhdessä vanhojen terästen kanssa.

Joissain tapauksissa on mahdollista myös käyttää edellä mainittujen menetelmien yhdistelmää rakenteen vahventamiseen. Tällöin voidaan tehokkaasti vahventaa rakennetta sekä kenttä-, että tukialueella valamalla rakenteen yläpintaan pintalaatta ja vastaavasti asentamalla rakenteen alapintaan liimausvahvikkeet. Menetelmien yhdistäminen soveltuu hyvin myös laattapalkkirakenteiden vahventamiseen. Työn rajauksen vuoksi liimausvahventamisen tai molempien menetelmien yhdistelmän käyttöä ei tässä työssä esitellä tämän tarkemmin vaan keskitytään pelkästään vahventamiseen pintavalulla.

Vahventamiskustannuksilla ja liikennehaitoilla on myös merkittävä vaikutus vahventamismenetelmän valintaan. Pintavaluvahventamisen kustannuksista on saatu ELY-keskuksilta tietoa esimerkkilaskelmissa esitettyjen Lövön yks:n, Kovjoen yks:n, Huhkolan sillan ja Saikun sillan osalta. Huhkolan ja Saikun siltojen osalta kustannusarvio on ELY-keskukselta saatujen tietojen mukaan eritelty seuraavasti:

- Yläpinnan piikkaus 2300 €/m³
- Poraukset vanhaan laattaan 5 €/kpl
- Raudoitus 2 €/kg
- Betoni 400 €/m³

Huhkolan ja Saikun sillan vahventamisen yhteydessä siltaa on myös levitetty ja korjattu, joten vahventamiskustannusten osuus on arvio lopullisesta kustannuksesta. Huhkolan sillan osalta vahventamiskustannukseksi on arvioitu ~100 000 €. Näin ollen kustannus sillan neliötä kohti on ~160 €/m². Sillan vahventamiskustannuksesta yli 20 % on muodostunut tartuntojen poraamisesta, joten tartuntojen määrän minimoimisella saadaan selviä kustannussäästöjä vahventamisen yhteydessä. Lövön ja Kovjoen ylikulkusiltojen kustannuksista saatiin tietoa vahventamisen kokonaiskustannuksista. Molempien siltojen osalta vahventaminen on maksanut noin 75000 €/silta. Näin ollen vahventamisen neliöhinnaksi on määritetty ~200 €/m².

Kustannusten lisäksi ELY-keskuksilta on selvitetty myös vahventamisesta aiheutuvia liikennehaittoja. Lövön ja Kovjoen ylikulkusiltojen osalta vahventaminen on kestänyt yhteensä noin 5-6 viikkoa/silta/kaista. Tartuntojen poraamiseen ja lisäterästen asentamiseen on kulunut noin 1,5 viikkoa/kaista ja valuun sekä valun kuivamiseen noin 4 viik-

koa/kaista. Liikennejärjestelyt on vahventamisen aikana hoidettu poistamalla toinen kaista käytöstä ja ohjaamalla liikennettä liikennevaloilla. Saikun ja Huhkolan sillan osalta pintalaatan osuus kesti hieman yli 1 kuukauden / kaista. Koko työn kesto on jakanut eri työnosille seuraavasti:

- Kannen vesipiikkaus ja pesu: 4 päivää
- Tartuntojen poraus poravaunulla: 5 päivää
- Tartuntojen juottaminen: 5 päivää
- Kannen pesu: 1-2 päivää
- Kannen betonointi: 1 päivä
- Kuivumisaika: 2 viikkoa

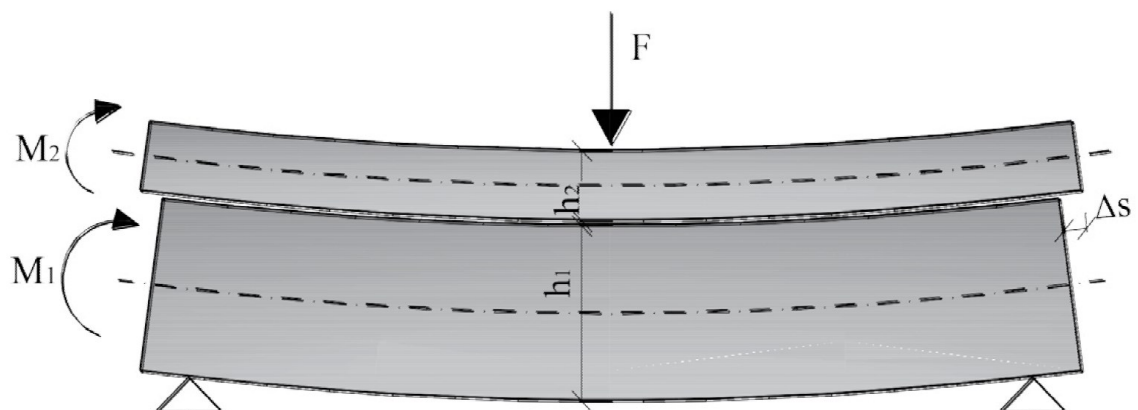
Liikenne pyrittiin pitämään kahdella kaistalla koko vahventamisen ajan. Saikun ja Huhkolan vahventamisessa on käytetty nopeasti kuivuvaa betonimassaa (IK-betoni), jotta liikennehaitan kesto on saatu selkeästi normaalia betonia lyhyemmäksi.

3. VAHVENNETUN BETONIRAKENTEEN TOIMINTA

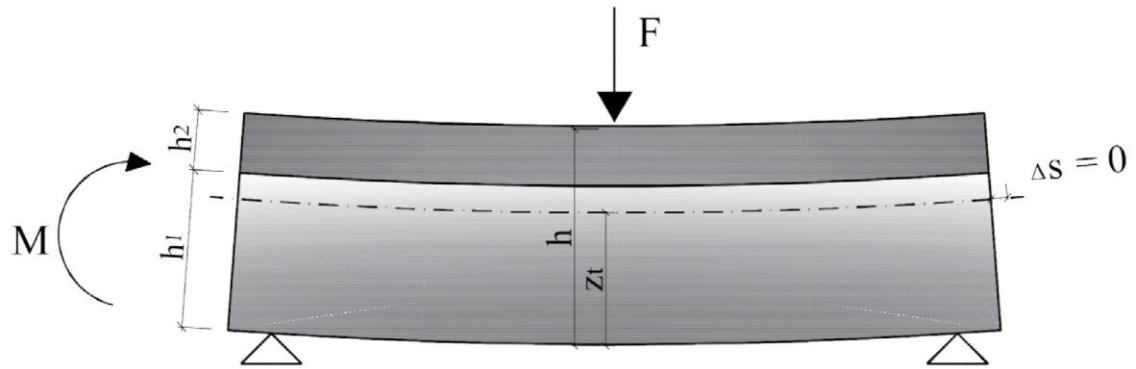
Laattasillan kannen päälle tehtävän pintavalun kovetuttua uusi rakenne alkaa toimia liittorakenteen tavoin. Uuden ja vanhan laatan välinen liittovaikutus saadaan aikaiseksi betonikerrosten välisen kitkan, koheesion ja tartuntaterästen avulla. [12] Uuden ja vanhan rakenteen kestävyyksien laskennassa huomioitavia tekijöitä on esitelty tässä luvussa.

3.1 Liittovaikutus

Vahvennetun laattarakenteen toiminta on tehokasta edellyttäen, että vanha ja uusi rakenne toimivat yhdessä liittorakenteena. Teoriassa rakenteen vahventaminen on mahdollista pintavalulla myös ilman liittovaikutusta, mutta tällöin vahventamisesta saatava hyöty olisi marginaalinen verrattuna liittorakenteiseen ratkaisuun. Liittorakenteen mitoituksessa oletetaan, että rakenneosien välinen liittovaikutus on täydellinen. Täydellinen liittovaikutus saavutetaan, kun rakenneosien välillä ei ole liukumaa [13]. Näin ollen tavanomaisen liittorakenteen poikkileikkauksen aksiaalinen venymä on lineaarisesti muuttuva koko poikkileikkauksen korkeudella. Kuvissa 6 ja 7 on havainnollistettu eri rakenneosien välistä liukumaa, kun rakenneosien välillä oleva liittovaikutus on osittainen ja kun liittovaikutus on täydellinen. [13]



Kuva 6: Rakenneosien välinen liukuma, kun liittovaikutus on osittainen [13, kuva 1.]



Kuva 7: Rakenneosien välinen liukuma täydellisellä liittovaikutuksella [13, kuva 2.]

Todellisuudessa tilanne, jossa rakennetta kuormitetaan ja liukuma on 0, on hyvin teoreettinen. Kuormituksen kasvaessa vanhan ja uuden rakenteen välille muodostuu aina liukumaa, jonka suuruutta hallitaan liitoksen jäykkyydellä. Liukuman vaikutusta leikkausliitoksen mitoitukseen on käsitelty luvussa 3.5.

Joskus mitoituksen yhteydessä on edellisten lisäksi oletettu myös tilanne, jossa liittovaikutusta ei ole ollenkaan. Tällainen tilanne on hyvin teoreettinen, sillä jo pelkästään vanhan ja uuden rakenteen liitoksessa vaikuttava kitka pyrkii estämään liukuman syntyä rakenneosien välille. Kyseistä yksinkertaistusta käytetään yleensä, kun laatat asennetaan toistensa päälle ilman, että rajapintaa betonoidaan tai karhennetaan. Tällä tavoin saadaan yksinkertaisemmalla laskennalla hieman konservatiivisia tuloksia.

Taulukoissa 5-7 on vertailtuna rakenteen jäykkyyksiä erilaisilla liittovaikutuksilla ja pintavalun korkeuksilla. Rakenteet oletetaan halkeilemattomiksi ja pintavalun korkeutena on käytetty 0,25h, 0,5h ja h, joissa h on alkuperäisen rakenteen korkeus. Tässä yhteydessä ei myöskään huomioida betoniteräksiä tai niiden vaikutuksia.

Taulukko 5: Pintavalun vaikutus jäykkyyteen, kun $h_{pv} = 0,25h$

Rakenne	Pinta-ala	Neliömomentti	Suhteellinen ero
Vanha laatta	bh	$0,083bh^3$	51,00 %
Vanha laatta + Pintavalu	1,25bh	$0,085bh^3$	52,00 %
Täydellinen liittorakenne	1,25bh	$0,163bh^3$	100 %

Taulukko 6: Pintavalun vaikutus jäykkyyteen, kun $h_{pv} = 0,5h$

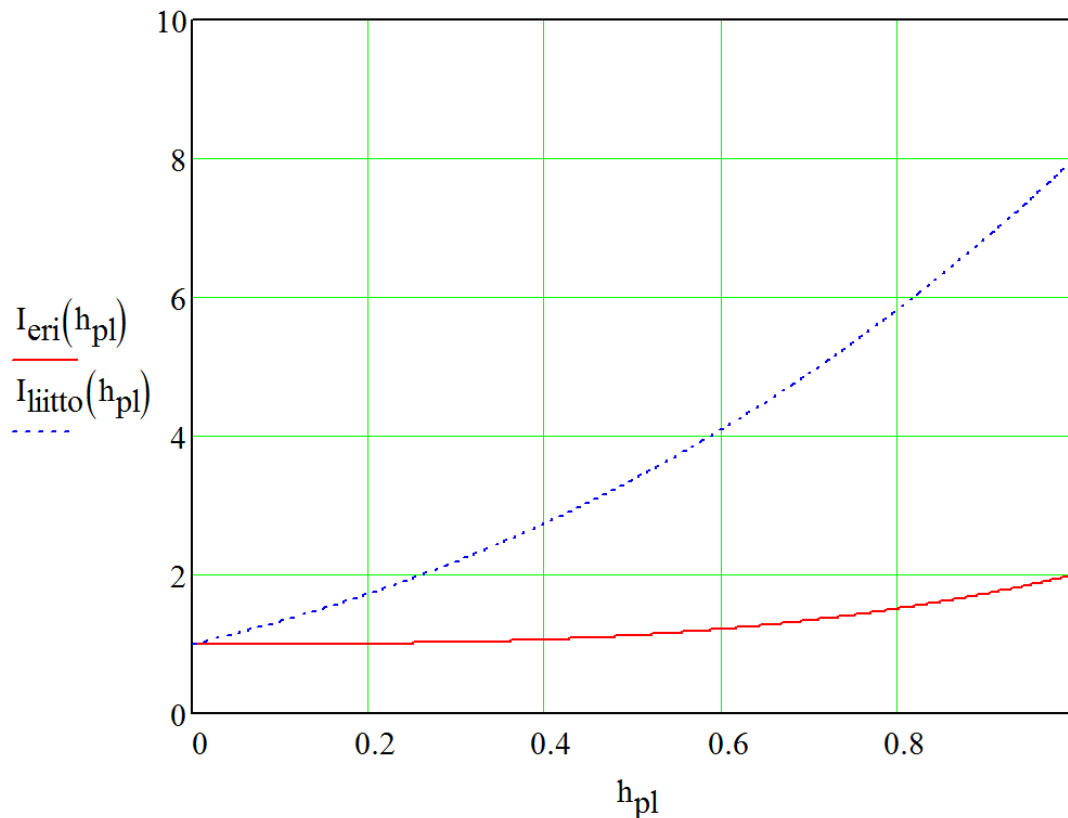
Rakenne	Pinta-ala	Neliömomentti	Suhteellinen ero
Vanha laatta	bh	$0,083bh^3$	30,00 %
Vanha laatta + Pintavalu	1,5bh	$0,094bh^3$	33,00 %
Täydellinen liittorakenne	1,5bh	$0,281bh^3$	100 %

Taulukko 7: Pintavalun vaikutus rakenteen jäykkyyksiin, kun $h_{pv} = h$

Rakenne	Pinta-ala	Neliömomentti	Suhteellinen ero
Vanha laatta	bh	$0,083bh^3$	12,50 %
Vanha laatta + Pintavalu	2bh	$0,167bh^3$	25,00 %
Täydellinen liittorakenne	2bh	$0,667bh^3$	100 %

Edellä esitettyjen taulukoiden perusteella voidaan todeta, että liittovaikutuksella on todella suuri merkitys rakenteen jäykkyyteen. Merkityksen määrä on kasvaa pintalaatan rakennekorkeuden kasvaessa.

Pienillä pintalaatan korkeuksilla jäykkyyden muutos on hyvin marginaalinen mikäli vanhan ja uuden rakenteen välillä ei ole liittovaikutusta. Liittovaikutuksella saadaan kuitenkin rakenteen jäykkyys lähes kaksinkertaiseksi jo pintalaatan paksuudella 0,25h. Pintalaattaa paksuntamalla vahventamisen vaikutus jäykkyyteen kasvaa ja liittovaikutuksen osuus korostuu entisestään. Kun pintalaatan korkeus on puolet vanhan rakenteen korkeudesta, erillisten rakenneosien yhdistetty jäykkyys on yli 10 % suurempi, kuin vanhalla rakenteella. Liittovaikutuksella jäykkyys vanhaan rakenteeseen nähden kasvaa yli kolminkertaiseksi. Todellisissa kohteissa pintalaatan paksuus on yleensä 10 - 30 % alkuperäisen rakenteen paksuuksista, joten jäykkyyden kasvu on hyvin marginaalista, jos liittovaikutusta ei hyödynnetä. [12] Kuvassa 8 on vielä havainnollistettu pintalaatan paksuuden vaikutusta rakenteen jäykkyyteen.



Kuva 8: Vahvennetun ja vahventamattoman rakenteen jäykkyyksien välinen suhde

Taulukoiden 5-7 ja kuvan 8 osalta laskenta on hyvin teoreettinen, koska betoniterästen vaikutusta ei ole huomioitu ollenkaan. Lisäksi rakenteen halkeilua ei ole huomioitu millään tavalla.

Eurokoodi EN1992-1-1 Betonirakenteiden suunnittelu [14] ja Liikenneviraston ”Eurokoodin soveltamisohje Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI2” [9] suhtautuvat halkeilleen poikkileikkauksen huomioimiseen samalla tavalla. Niissä rakenteen halkeilu ja viruminen huomioidaan rasitusten laskennassa kahdella eri tapaa.

Tukialueella betonin yläpinnan vetojännityksen kasvaessa betonin vetolujuutta suuremmaksi, betoni halkeaa. Tällöin poikkileikkauksen jäykkyys pienenee myös halkeilleen poikkileikkauksen korkeudesta riippuen. Kuormat jakaantuvat jäykkyyksien suhteessa, joten tukialueen jäykkyyden pieneminen siirtää momenttia kenttäalueelle. [14]

Betonin halkeilun huomioiminen voidaan suorittaa redusoimalla betonin jäykkyyttä halkeilleen poikkileikkauksen verran. Tätä menetelmää käytetään yleisesti liittorakenteiden mitoituksessa, jossa betonirakenne on usein tuella kauttaaltaan vedetty. Tämän menetelmän ongelmaksi muodostuu halkeilleen poikkileikkauksen korkeuden määrittäminen. Liikenneviraston teräs- ja liittorakenteiden suunnitteluohjeessa [15] täysin halkeilleeksi poikkileikkaukseksi määritellään poikkileikkaus, jonka jännitys on ominai-

syhdistelyllä laskettuna koko korkeudella vähintään $2f_{ctm}$. Vastaavasti Betoniyhdistyksen betonirakenteiden suunnitteluohjeessa [16] halkeamislajuuden arvona käytetään $1,7f_{ctk}$ -arvoa. Halkeilleen rakenteen korkeuden määrittäminen on kuitenkin tällä tavoin melko työlästä. Lisäksi tarkan tuloksen saamiseksi laskenta tulee suorittaa uudestaan halkeilleella poikkileikkauksella niin monta kertaa, että rasituksen uudelleenjakaantuminen ei enää halkaise poikkileikkausta enempää.

Vahvennetun rakenteen poikkileikkauksen halkeilua tulee näin ollen arvioida tapauskohtaisesti. Jäykkyyden määrittämiseen rakenteen tukialueella voidaan käyttää ainakin seuraavia yksinkertaistettuja olettamuksia:

1. Oletetaan pintalaatta täysin halkeilleeksi ja vanha laatta täysin ehjäksi. Näin ollen pintalaatan betonia ei huomioida jäykkyyden määrittämisessä.
2. Oletetaan, että liittopoikkileikkauksen betonista jokin osa on halkeilematonta. Näin ollen ainoastaan tämä osuus betonista huomioidaan jäykkyyden laskennassa.
3. Määritetään halkeilleen liittopoikkileikkauksen jäykkyys Betonirakenteiden suunnitteluohjeen [16] mukaisesti kaavoilla (1) ja (2)

$$x_c = \frac{\sqrt{(A_s \alpha_e)^2 + 2b(A_s d \alpha_e)} - A_s \alpha_e}{b} \quad (1)$$

$$I_c = \frac{bx_c^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_c)^2. \quad (2)$$

Kaavassa 1 x_c kuvaa betonin puristetun pinnan korkeutta, A_s vetoraudoituksen pinta-alaa ja α_e teräksen ja betonin kimmokertoimien välistä suhdetta. Kaavalla 2 saadaan laskettua halkeilleen poikkileikkauksen neliömomentti I_c . Luvussa 6 on käsitelty ja vertailtu tarkemmin halkeilun vaikutuksia lopullisiin tuloksiin.

Halkeilun lisäksi jäykkyyksien laskennassa tulee huomioida vanhan ja uuden rakenteen välinen virumaero. Virumaa on käsitelty tarkemmin luvussa 3.3.1 ja laskelmien luvussa 6.

3.2 Kuormien jakaantuminen vanhan ja uuden rakenteen välillä

Koska vahvennettu rakenne toimii liittorakenteen tavoin, rakentamishistoria tulee huomioida rasitusten ja kantavuuksien laskennassa. Rakentamishistorian huomiointiin vaikuttaa pääasiassa se, tuetaanko rakenne vahventamisen ajaksi vai vahvennetaanko rakenne tukemattomana.

Kuormien jakaantumiseen vaikuttaa myös vanhan rakenteen yläpinnan betonin poistaminen. Mikäli rapautunutta betonia poistetaan niin, että vanhan laatan betoniteräksiset

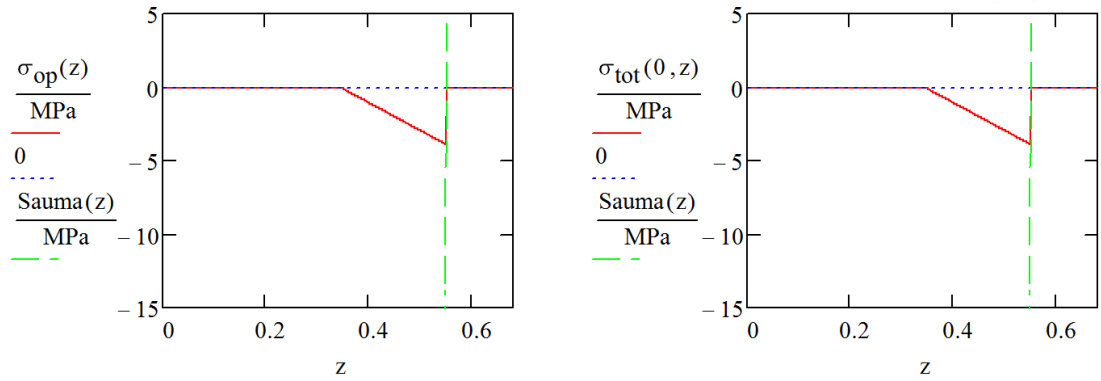
tulevat kokonaan näkyviin, niiden tartunta häviää. Tällöin vanhojen teräksien voidaan olettaa toimivan vasta pintalaatan kovettumisen jälkeen. Tätä ilmiötä on tutkittu mm. Riku Alangon diplomityössä: “Massiivisen laattasillan yläpinnan betonipeitteen uusiminen”. [17]

3.2.1 Tukematon rakentamistapa

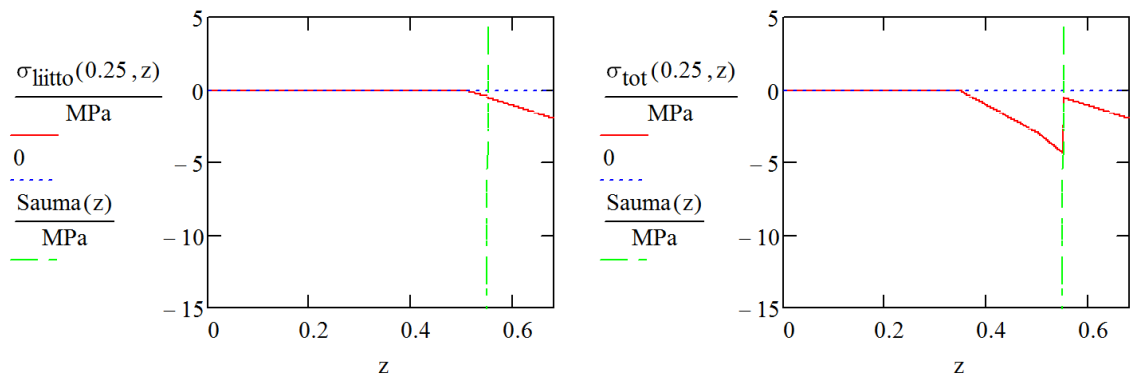
Siltojen vahventaminen tehdään yleisemmin tukemattomalla rakentamistavalla. Tukemattomassa rakentamistavassa vahventaminen tehdään suoraan vanhojen tukien päälle, eikä vahventamisen aikana käytetä ylimääräistä tuentaa. Tällöin rakenteen suunnittelussa tulee huomioida rakentamishistorian vaikutus eri rakenneosiin kohdistuviin kuormiin.

Kun rakennetta ei tueta vahventamisen ajaksi, alkaa vanhan ja uuden laatan muodostama liittorakenne toimimaan vasta yläpintaan valetun laatan kovettumisen jälkeisille kuormille. Näin ollen uuden rakenteen oma paino kuormittaa alussa pelkkää vanhaa laattaa ja vanhan laatan viruman myötä myös liittorakennetta. [17] Vastaavasti valun jälkeisten rasiutusten määrittämisessä niiden vaikutus huomioidaan koko liittorakenteen kuormiin. Näin ollen vahventamisesta tulee tarkastella 2 erilaista tilannetta.

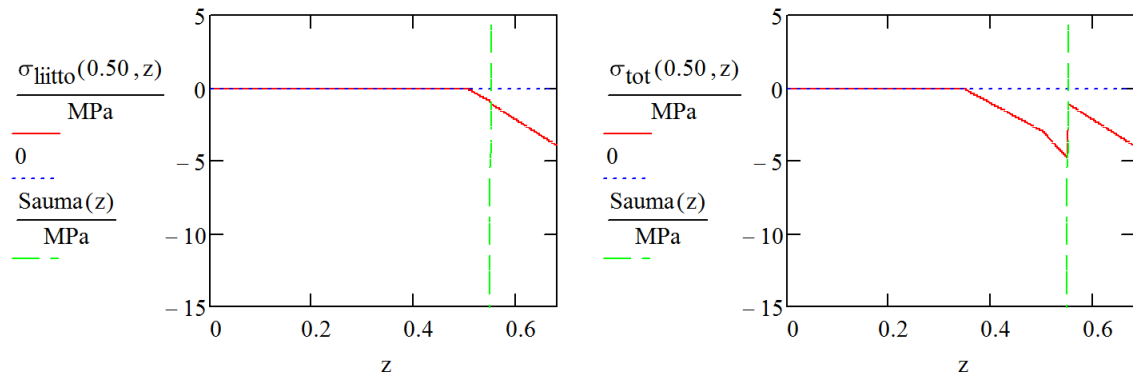
Eri kuormien vaikutukset tulee huomioida myös rakennemallissa esimerkiksi tarkastelemalla kahta eri analyysiä. Ensimmäisessä analyysissä rakenteen poikkileikkaus koostuu vanhasta laatasta, jota kuormittavat laatan omat painot sekä laatan päälle valettava uusi laatta ja sen työnaikaiset hyötykuormat. Vastaavasti toisessa analyysissä rakenteen poikkileikkaus koostuu vanhan ja uuden rakenteen muodostamasta liittopoikkileikkauksesta. Liittorakennetta kuormittavat valun päälle asennettavien päällysteiden kuormat sekä muuttuvat kuormat. [15] Seuraavalla sivulla esitetyssä kuvassa on havainnollistettu jännitysten jakaantumista eri rakenneosien välillä, kun liittorakenteen muuttuvan kuorman kerrointa vaihdellaan välillä 0..1. Pelkälle vanhalle rakenteelle kohdistuvana pysyvänä rasituksena on käytetty 166 kNm. Liittorakennetta kuormittavaa muuttuvana rasituksena 35 kNm pitkäaikainen ja 246 kNm lyhytaikainen kuormitus. Vanhan rakenteen rakennekorkeutena on käytetty 550 mm ja uuden rakenteen korkeutena 130 mm. Vanhan rakenteen yläpinnan teräksinä on käytetty T22 k115 teräksiä ja uuden rakenteen T25 k200 teräksiä.



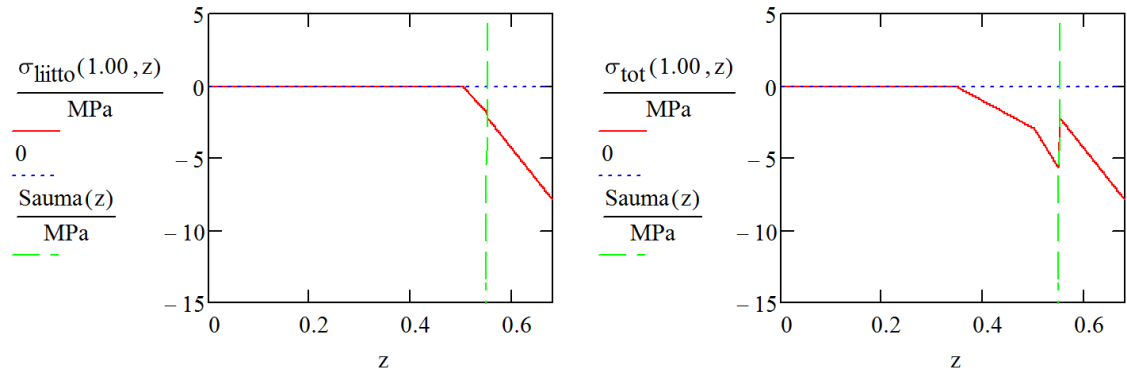
Kuva 9: Oman painon aiheuttama jännitysjaakauma poikkileikkaukselle



Kuva 10: Liittorakenteen ja kokonaiskuorman jännitysjaakauma, kun \$n=0,25\$



Kuva 11: Liittorakenteen ja kokonaiskuorman jännitysjaakauma, kun \$n=0,5\$



Kuva 12: Liittorakenteen ja kokonaiskuorman jännitysjaakauma, kun \$n=1,0\$

Kuvissa 9-12 on esitettynä poikkileikkauksen jännitys jakaumaa eri kuormilla ja kuormitusasteilla n . Kuvassa 9 on esitettynä liittorakenteeseen kohdistuva jännitys omasta painosta, sekä liittorakenteen kuormista, kun niistä vaikuttaa 0 % ($n=0$). Kuvan perusteella voidaan todeta, että oma paino rasittaa pelkkää vanhaa betonirakennetta ja tällöin pintalaatan jännitys on kauttaaltaan 0 MPa.

Vastaavasti kuvissa 10 - 12 liittorakenteelle kohdistuvien kuormien kuormitusastetta n varioidaan ($n=0,25;0,5;1,0$) ja tarkastellaan kuormitusasteen vaikutusta kokonaisjännityksiin. Liittorakenteelle kohdistuvat kuormitukset kasvattavat jännityksiä sekä vanhas-
sa, että uudessa poikkileikkauksessa. Kuvaajassa tapahtuvat hyppäykset johtuvat liittorakenteen ja vanhan rakenteen neutraaliakseleiden sijaintieroista.

Laskennassa ei ole huomioitu betonin vetolujuutta vaan sen on oletettu olevan 0. Vanhan laatan poikkileikkaussuureiden laskenta on tehty halkeilleelle rakenteelle. Pintalaatan poikkileikkauksen oletetaan olevan halkeilematon. Kuvissa vihreällä käyrällä on esitettynä pintalaatan ja vanhan rakenteen välinen liitos.

3.2.2 Tunkattu ja tuettu rakentamistapa

Tuetussa rakentamistavassa vanha rakenne tuetaan vahventamisen ajaksi. Tukeminen voidaan suorittaa esimerkiksi sillan alle asennettavilla telineillä. Tuetussa rakennetavassa kuormat jakaantuvat tasaisemmin koko vahvennetulle poikkileikkaukselle, eikä ulkoisten kuormien aiheuttamien rasitusten yhteydessä tarvitse huomioida rakenteen kuormitushistoriaa. Tuetussa rakentamistavassa sillan alle asennetaan esimerkiksi telineet, joilla rakenteen valunaikaiset kuormat otetaan vastaan. Tällöin vanhan rakenteen rasitukset pienenevät ja suurempi osa kuormituksesta kohdistuu uudelle liittorakenteelle.

Tukemisen vaihtoehtona vanha rakenne voidaan myös tunkata ylöspäin. Tällöin rakenteessa vallitsee jo valuvaiheessa jännitystila, jonka vaikutukset yhdistellään valun jälkeisten kuormien kanssa. Tunkkaamisella voidaan saavuttaa rakenteen alapintaan puristusjännitys, joka pienentää lopullisen tilanteen aikaisia alapinnan vetojännityksiä.

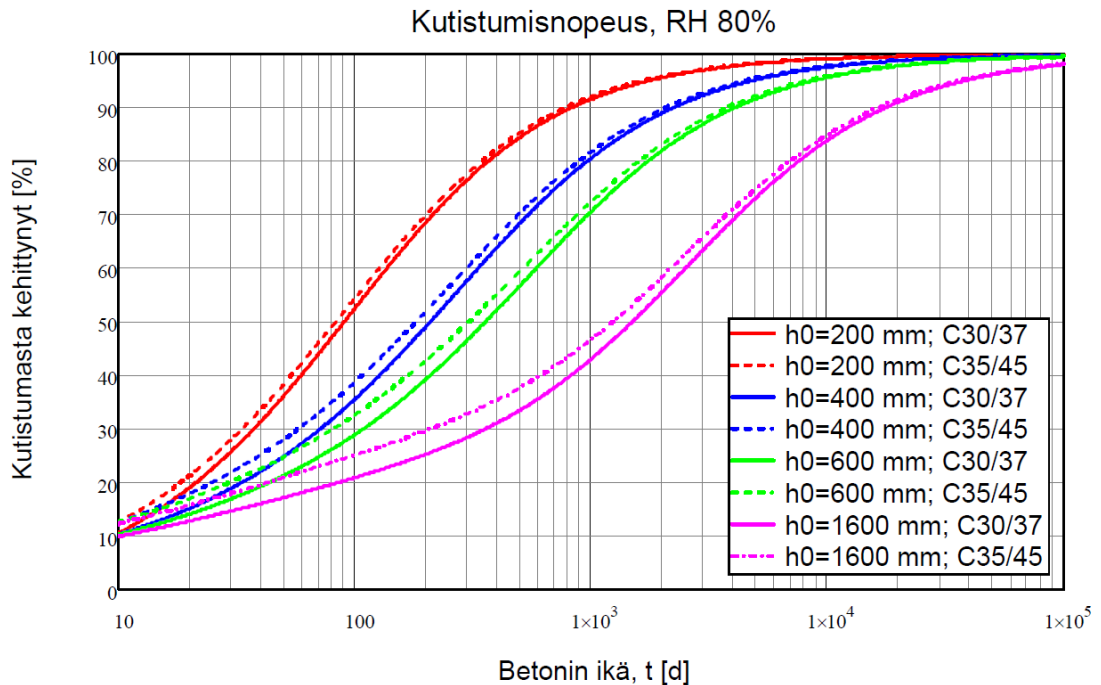
Kuten jo kappaleessa 3.2 todettiin, siltojen vahventaminen suoritetaan usein tukemattomalla rakentamistavalla. Siltoja rakennetaan yleensä paikoille, joissa pyritään ylittämään jokin este (esim. vesialue tai toinen väylä), joten väliaikaisen tuennan rakentaminen on paikoin erittäin haastavaa ja kallista. Väliaikaisen tuennan järjestäminen on ylimääräinen työvaihe, joka vie aikaa ja kasvattaa vahventamiskustannuksia merkittävästi. Näin ollen on tehokkaampaa valita tukematon rakennetapa ja huomioida rakentamishistoria jännitysten laskennassa.

3.3 Kutistuman ja viruman vaikutukset

Betonin kutistuma ja viruma ovat ajasta riippuvaisia ilmiöitä, jotka vaikuttavat rakenteen jäykkyyteen, rasituksiin ja rasitusten jakaantumiseen poikkileikkauksen sisällä.

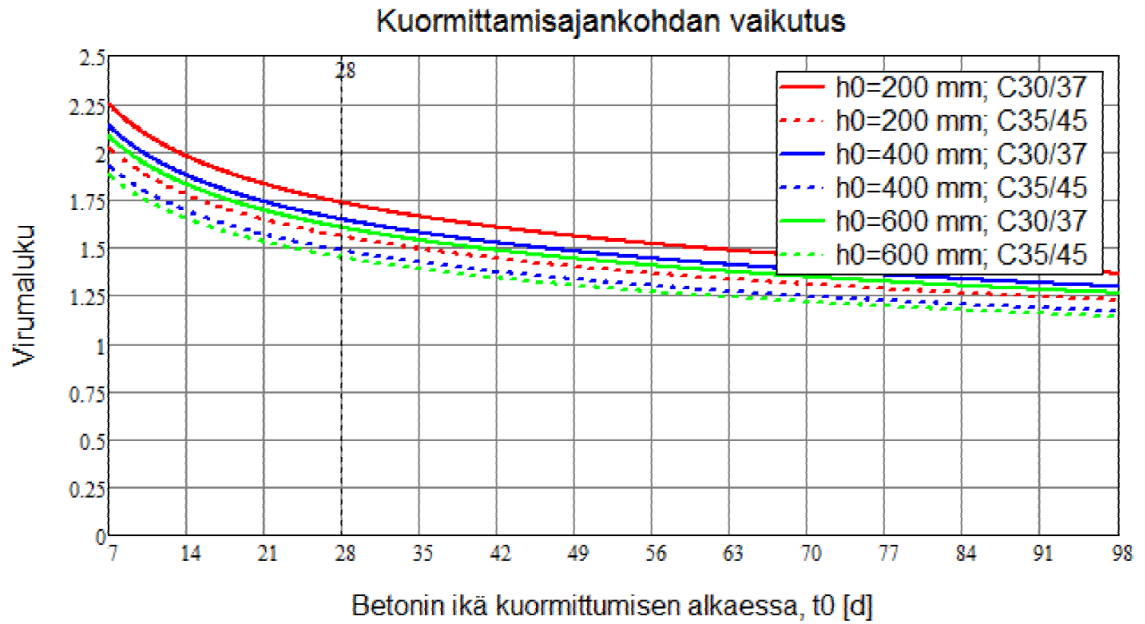
3.3.1 Viruman vaikutus rakenteen mitoituskeeseen

Betonin viruma on betonilaadusta, ajasta ja kuormituksesta riippuva tekijä, joka huomioidaan betonin jäykkyyden laskennassa. Betonin virumaluku ajanhetkellä t voidaan määrittää eurokoodin EN1992-1-1 mukaan tarkasti laskemalla tai arvioimalla kuvaajista. Betonin viruma alkaa kehittyä välittömästi, kun betonia aletaan kuormittaa. Kuvassa 13 on esitettyä viruman kehittyminen ajan funktiona, kun rakennetta on alettu kuormittaa ajanhetkellä $t = 28 \text{ d}$.



Kuva 13: Viruman kehittyminen ajan funktiona, kun $t_0 = 28 \text{ d}$ [9, kuva 3.5]

Kuvassa 14 on havainnollistettu vastaavasti kuormituksen aloittamisajankohdan merkitystä viruman suuruuteen.

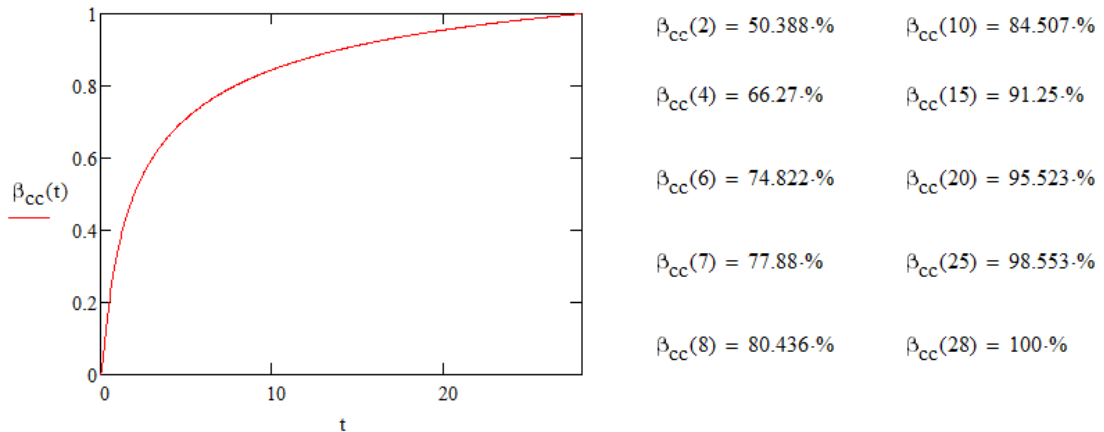


Kuva 14: Kuormittamisajankohdan vaikutus betonin virumaan [9, liite 1 kuva 2]

Kuvasta 14 voidaan todeta, että kuormituksen aloittamisajankohdalla on todella merkittävä vaikutus betonin virumalukuun. Betonin oletetaan saavuttavan täyden lujuutensa 28 päivän päässä valusta, joten yleensä kuormituksen aloittamisajankohdaksi määritetään tuo 28 päivää. [9] Vahventamiskohteissa sillan käyttö on kuitenkin rajoitettua koko betonin kovettumisajan, joten kuormittamisajankohtaa voidaan joutua aikaistamaan yllä esitetystä 28 päivästä. Betonin puristuslujuus voidaan määrittää ajasta riippuvaisena EN1992-1-1 kaavalla

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \sqrt{1 - \frac{28}{t}}} \quad (3)$$

Kaavassa 3 s kuvaa sementtityypistä riippuvaa kerrointa ja t ajanhetkeä, jolla lujuutta tarkastellaan. Lujuuden kehittymistä ajan funktiona on havainnollistettu kuvassa 15. Kuvassa sementtityypiksi on oletettu sementtityyppi N, jolloin $s = 0,25$. [14]



Kuva 15: Betonin puristuslujuuden kehittyminen ajan funktiona

Betonirakenteissa viruman vaikutus huomioidaan vaikutuksena rakenteen kimmokertoimeen. Virumattoman betonin kimmokertoimesta käytetään termiä E_{cm} ja viruneen betonin kimmokertoimesta termiä E_{cp} . Viruneen betonin kimmokerrointa kutsutaan usein betonin *pitkäaikaiseksi kimmokertoimeksi*. Betonin pitkäaikainen kimmokerroin määritellään kaavalla

$$E_{cp} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi}, \quad (4)$$

jossa φ on betonin virumaluku. [14] Pakkovoimien analysoinnissa käytetään kullekin pakkovoimalle määritettyä kimmokerrointa. Kimmokertoimien määrittäminen on esitetty NCCI2:n taulukossa 5.2. [9]

Vahvenuskohteissa rakenneosien välillä on pitkän aikaa suuria virumaeroja, joten vanhaa ja uutta rakennetta tulee tarkastella erikseen. Rakenteen kuormitushetkellä ($t = 0 \dots 28 \text{ d}$) vanhan betonin viruma on kasvanut jo lähes lopulliseen arvoonsa ($\varphi(t) = \varphi(\infty)$), jolloin vanhan betonin kimmokerroin on myös pienentynyt huomattavasti. Tällöin vanhan rakenteen kimmokertoimena käytetään betonin pitkäaikaista kimmokerrointa E_{cp} . Vastaavasti taas uuden pintalaatan viruma hetkellä $t = t_0$ on ~ 0 , jolloin uuden rakenteen kimmokerroin vastaa betonin laskennallista kimmokerrointa E_{cm} . Tämä vaikuttaa myös kuormien jakaantumiseen uuden ja vanhan rakenteen välillä. Näin ollen lyhytaikaisten kuormitusten laskennassa tulee huomioida uuden ja vanhan rakenteen välinen virumaero.

Lyhytaikaisten kuormitusten aiheuttamaa virumaeroa on tarkasteltu myös betonirakenteiden korjaussuunnitteluohjeessa. [18] Siinä pintalaatan aiheuttamien rasitusten jakaantumista vanhan ja uuden laatan välillä on mallinnettu kaavoilla

$$G_{yhd} = (1 - k_{2L})G_2 \quad (5)$$

$$G_{vanha} = k_{2L}G_2. \quad (6)$$

Kaavassa 5 G_{yhd} kuvaa liittorakenteelle tulevaa rasitusta, k_{2L} on rasituksen redusointikerroin ja G_2 uuden rakenneosan aiheuttama rasitus. Kaavassa 6 tarkastellaan vanhalle betonirakenteelle tulevaa rasitusta pintalaatasta. Rasituksen redusointikerroin on määritetty kaavalla

$$k_{2L} = 1 / (1 + \varphi_v(t, t_{0L})), \quad (7)$$

jossa φ_v on vanhan rakenteen virumaluku tarkasteluhetkellä t ja t_{0L} vanhan rakenteen ikä uutta osaa valettaessa. [18] Kun verrataan kaavojen 5 ja 6 tuloksia kaavaan 4 voidaan todeta, että molemmilla menetelmillä päästään samaan lopputulokseen, jossa pintalaatan kuormitus jakaantuu jäykkyyksien suhteen vanhan ja uuden rakenteen välillä.

Kun tarkastellaan pitkäaikaisten kuormien vaikutuksia, oletetaan ajanhetkeksi $t = \infty$. Tällöin myös pintavalun viruma on täysin kehittynyt ($\varphi(t) = \varphi(\infty)$) ja näin ollen pintalaatan kimmokertoimena käytetään betonin pitkäaikaista kimmokerroin E_{cp} . Koska vanha laatta ja uusi pintalaatta ovat dimensioiltaan ja toiminnaltaan erilaiset, pitkäaikaiset kimmokertoimet eivät ole yhtä suuret, vaan ne on määritettävä erikseen pintavalulle sekä vanhalle kansilaatalle. Mikäli kimmokertoimien välinen ero on kuitenkin marginaalinen, voidaan yksinkertaistuksen vuoksi käyttää samaa pitkäaikaista kimmokerrointa vanhalla ja uudella rakenteella. Virumaluvun määrittästä ja sen vaikutusta rakenteen kimmokertoimiin on käsitelty tarkemmin laskelmissa luvussa 6.

3.3.2 Kutistuman vaikutus rakenteen mitoitukseen

Betonin kutistuma on ajasta riippuvainen ilmiö, joka aiheuttaa betoniin muodonmuutoksia. Yleisesti kutistuma aiheuttaa betoniin puristusjännityksen, jonka suuruus voidaan laskea Hooken lain mukaisesti [19] kaavasta

$$\sigma_{sh,0} = E_{cp} \cdot \varepsilon_{tot}. \quad (8)$$

Kaavassa 8 E_{cp} kuvaa materiaalin *pitkäaikaista kimmokerrointa* ja ε_{tot} *kokonaiskutistumaa*, joka muodostuu *kuivumiskutistumasta* ja *sisäisestä kutistumasta*. [9] Pitkäaikaisen kimmokertoimen laskennassa huomioidaan viruma, jota on käsitelty lähteissä [9] ja [14] sekä tämän työn luvussa 3.3.1.

Kun laattasiltaa vahvennetaan pintavalulla, vanha rakenne on jo kutistunut ja uusi pintavalu alkaa kutistua. Näin ollen tarkastellaan rakenneosien välistä kutistumaeroa. Tällöin uusi laatta pyrkii kutistumaan ja aiheuttaa näin ollen rasituksia koko poikkileikkaukselle. Vastaavasti vanha laatta pyrkii vastustamaan yläpuolisen rakenteen kutistumista, joka aiheuttaa vetorasituksia pintavalun alapintaan. Tällöin kutistuma aiheuttaa uudelle liittorakenteelle rasituksia, jotka tulee huomioida poikkileikkauksen mitoituksessa.

Liittorakenteen primäärisen kutistuman määrittämisessä rasiusten laskenta voidaan suorittaa käsinlaskennalla. Primääriset vaikutukset lasketaan erikseen vanhalle ja uudelle rakenteelle, koska vanhan rakenteen kutistuma valuhetkestä eteenpäin oletetaan nolaksi. Uutta betonirakennetta kuormittaa kaavan 8 mukainen kutistuma, liittorakenteelle tuleva kutistuma, sekä kutistumaerosta aiheutuva taivutusrasitus. Vanhaa rakennetta kuormittavat vastaavasti liittorakenteen kutistuma ja kutistumaerosta aiheutuva sisäinen momentti.

Uuden betonin kokonaiskutistuman aiheuttama vetojännitys lasketaan kaavasta 8, jossa käytetään kutistuman arvolla ε positiivista etumerkkiä. Nyt saadun vetojännityksen avulla voidaan laskea poikkileikkauksessa vaikuttava puristava normaalivoima kaavasta

$$N_{sh} = -\sigma_{sh,0} \cdot A_{c,pv}, \quad (9)$$

jossa $A_{c,pv}$ on vanhan laatan päälle valetun pintavalun poikkileikkausala. [19] Sisäisen puristusvoiman perusteella määritetään kutistumaerosta aiheutuva primäärinen momentti liittopoikkileikkaukselle kaavasta

$$M_{sh,p} = N_{sh} \cdot (y_{0,pv} - y_{L,c}). \quad (10)$$

Kaavassa 10 $y_{0,pv}$ kuvaa pintavalun painopistettä ja $y_{L,c}$ liittopoikkileikkauksen painopistettä. [19] Liittopoikkileikkauksen poikkileikkaussuureet määritetään käyttämällä viruneen betonin kimmokerrointa. Nyt kutistuman aiheuttamat primäärijännitykset eri osassa poikkileikkausta voidaan laskea kaavasta

$$\sigma_{sh,p}(z) = (\sigma_{sh,0}) + \frac{N_{sh}}{A_{tot}} + \frac{M_{sh,p}}{I_{tot}} \cdot (z - y_{L,c}). \quad (11)$$

Kaavassa A_{tot} on liittopoikkileikkauksen kokonaisala, I_{tot} liittopoikkileikkauksen neliömomentti ja z piste, jossa jännitystä lasketaan. Kaavan ensimmäinen sulussa oleva termi $\sigma_{sh,0}$ huomioidaan ainoastaan pintavalun jännitysten laskennassa.

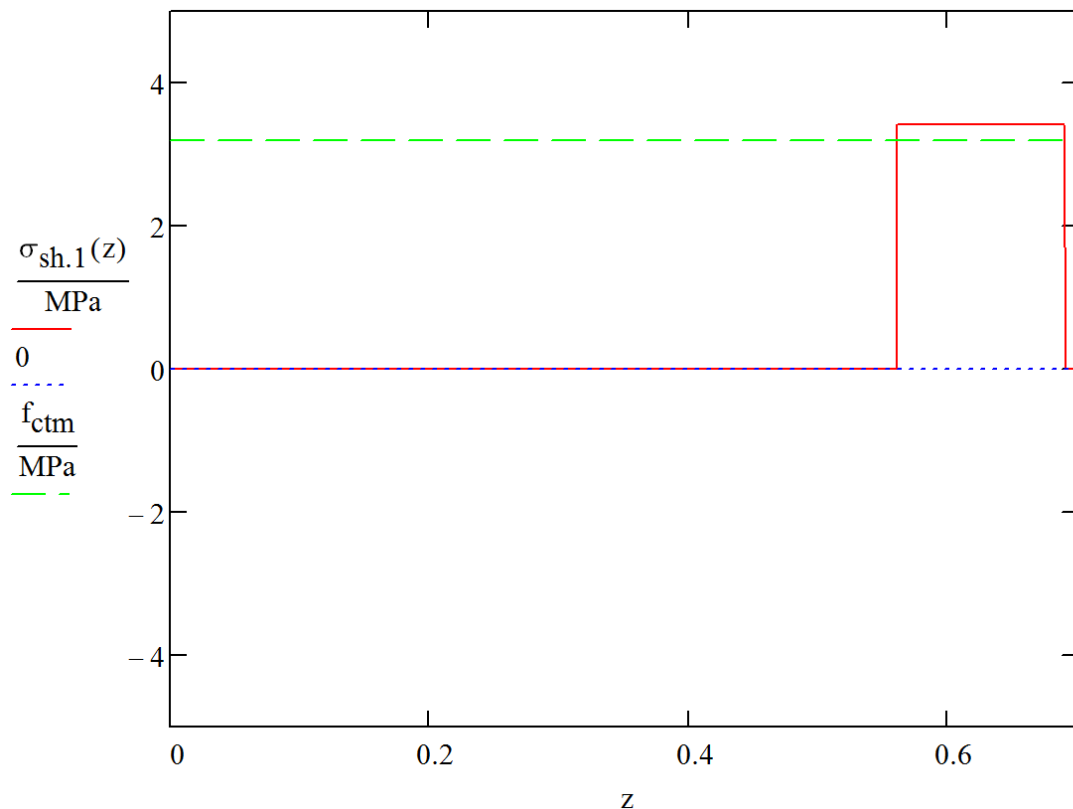
Hyperstaattisella rakenteella kutistuman laskennassa tulee huomioida myös kutistuman sekundäärivaikutukset. Pintavalun kutistuminen aiheuttaa laattaan käyristymistä, joka taas aiheuttaa tuille tukivoimia ja rakenteeseen sisäisiä rasituksia. [15] Sekundäärivaikutusten laskenta voidaan suorittaa esimerkiksi FEM-laskentaohjelmien avulla. Kaikki laskentaohjelmat eivät välttämättä osaa käsitellä kutistumaa suoraan, joten se voidaan syöttää rakennemalliin esimerkiksi lämpötilakuormana. Kutistuman muuntamista lämpötilakuormaksi on käsitelty liittopalkkisiltojen EC-koulutusmateriaalissa. [20] Kaavassa 12 on esitettyä kutistuman muuttaminen lämpötilakuormaksi sekundäärivaikutusten laskentaa varten

$$dT_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_{tot} \cdot A_{c,pv} \cdot e_c \cdot h_{tot}}{\alpha_c \cdot I_{tot}}. \quad (12)$$

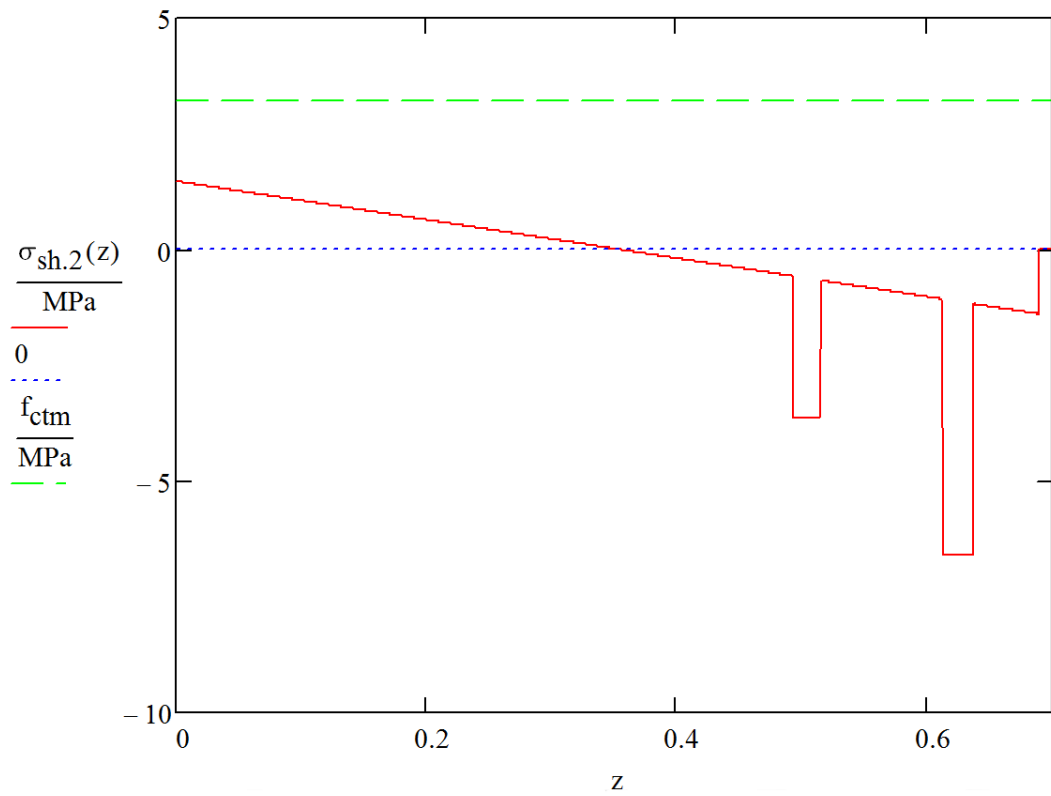
Kaavan e_c on pintavalun pintakeskiön etäisyys liittopoikkileikkauksen pintakeskiöstä, h_{tot} liittopoikkileikkauksen korkeus ja α_c betonin lämpölaajenemiskerroin. [20]

Liikenneviraston betonisiltojen suunnitteluohjeen mukaan kutistuman vaikutuksia ei huomioida rakenteen murtorajatilan tarkasteluissa. [9] Koska kyseessä on rakenteen vahventaminen, tulee kutistuman vaikutusta rakenteen mitoittamiseen kuitenkin tarkastella erikseen. Pintalaatan kutistuman vaikutusta voidaan vahventamiskohteissa tulkita liittorakenteiden suunnitteluohjeen [15] mukaisesti. Tällöin kutistuman sekundäärivaikutukset huomioidaan koko sillan matkalla. Vastaavasti kutistuman primäärivaikutusten oletetaan vapautuvan, kun poikkileikkaus halkeilee, eikä niitä huomioida täysin halkeilella alueella (tuella). Kutistumalla on myös merkittävä vaikutus leikkausvuon suuruuteen, joten leikkausliitoksen mitoittamista kutistumalle tulee pohtia myös laskelmien yhteydessä.

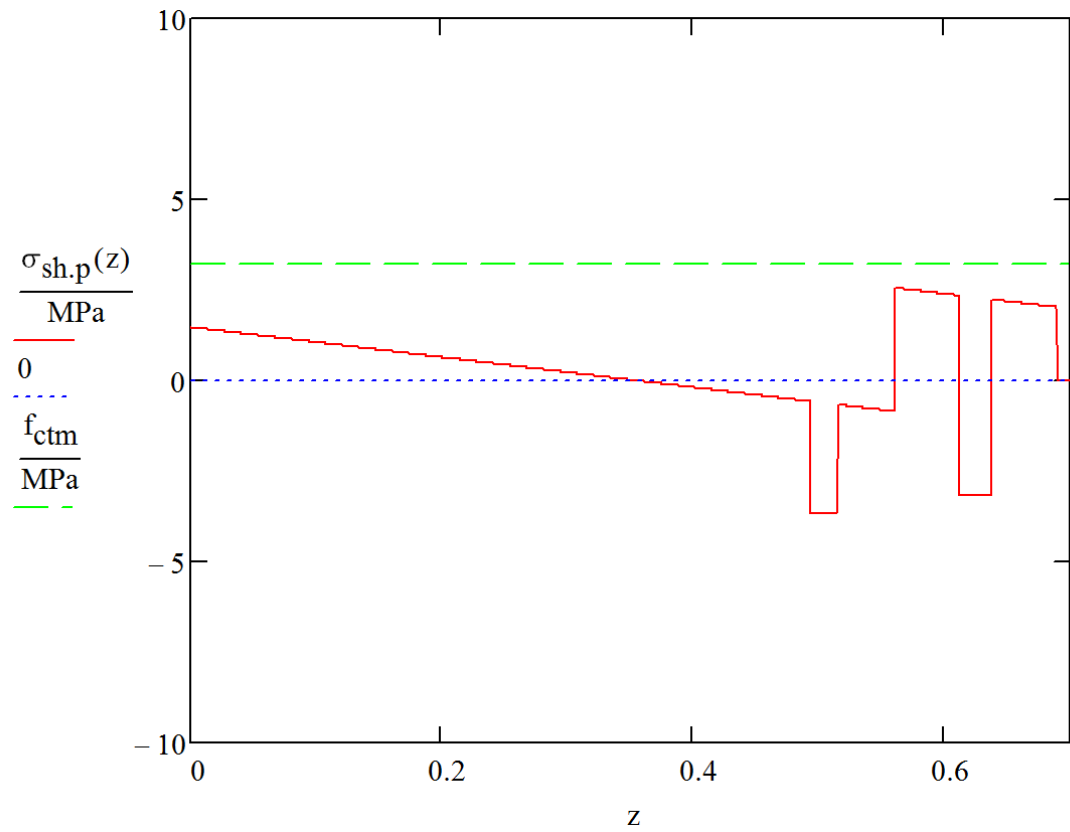
Kuvissa 16-20 on esitetty kutistuman aiheuttama jännitys jakauma esimerkkipoikkileikkaukseen. Poikkileikkauksena on käytetty kenttäpoikkileikkausta, jonka leveys on 1000 mm ja korkeus 560 mm. Pintavalun paksuutena on käytetty 130 mm ja kutistuman suuruutena 0,0261 %.



Kuva 16: Estetystä kutistumasta aiheutuva vetojännitys pintalaataan

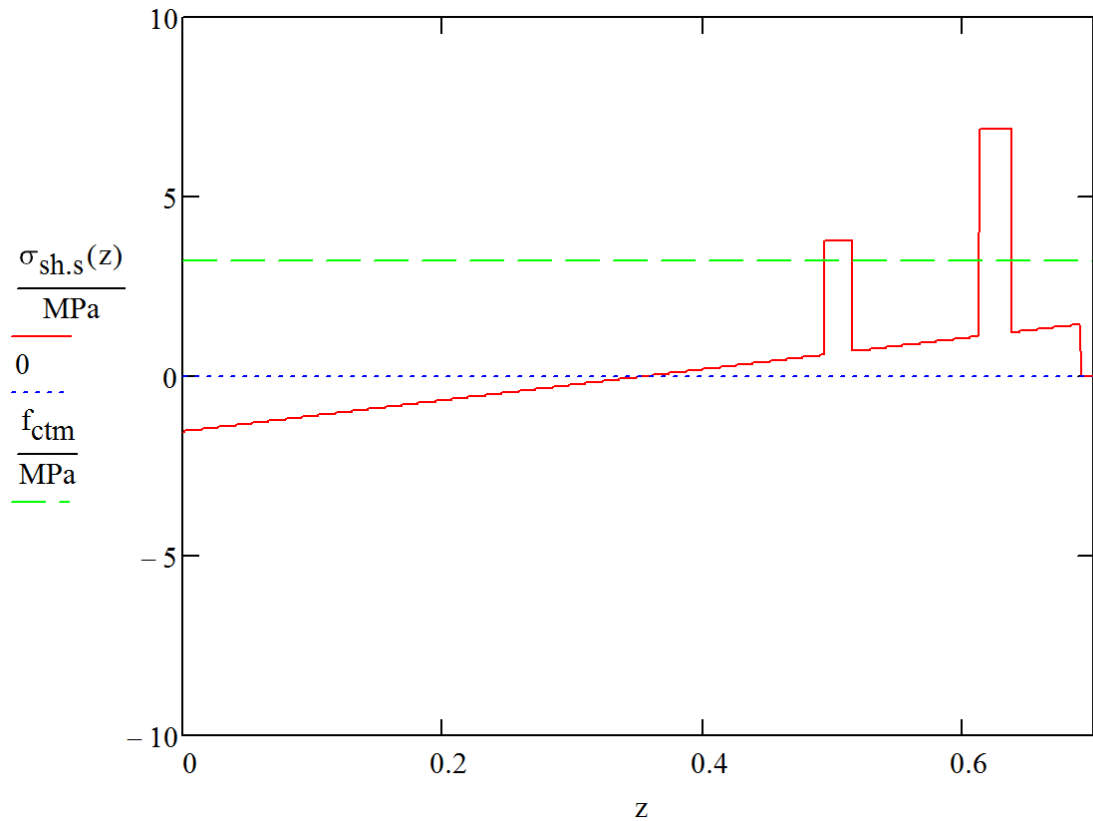


Kuva 17: Laattojen välisestä kutistumaerosta aiheutuva jännitys jakauma rakenteelle



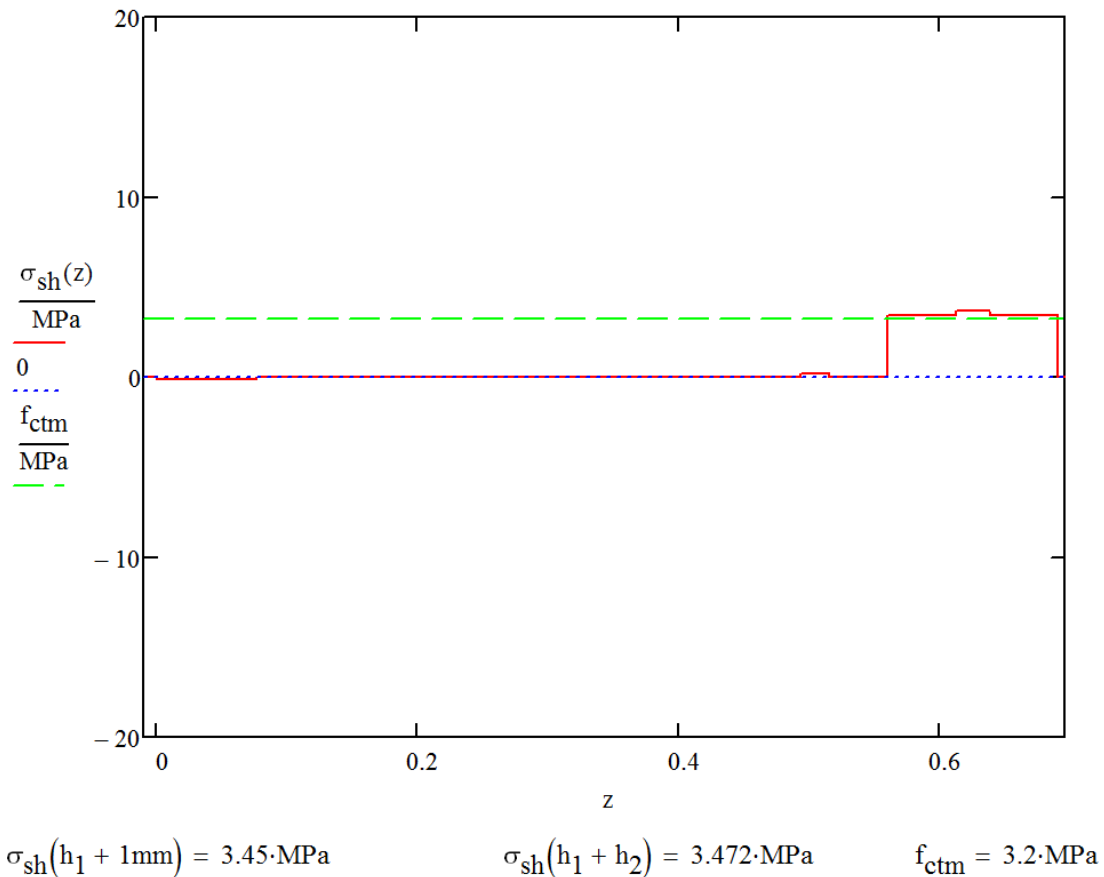
Kuva 18: Kutistuma poikkileikkaukselle aiheuttama primäärinen jännitys

Laatan käyristyminen aiheuttaa päätytuille negatiivisen tukireaktion, joka vastaavasti taivuttaa laattaa niin, että pintavaluun syntyy vetojännityksiä. Näitä vaikutuksia kutsutaan kutistuman sekundäärisiksi vaikutuksiksi ja niiden aiheuttamat jännitykset on esitetty seuraavalla sivulla olevassa kuvassa.



Kuva 19: Kutistuman sekundäärivaikutusten aiheuttama jännitysjaakauma kentässä

Nyt primääri- ja sekundäärivaikutusten summana saadaan määritettyä kutistuman aiheuttama kokonaisjännitysjaakauma.



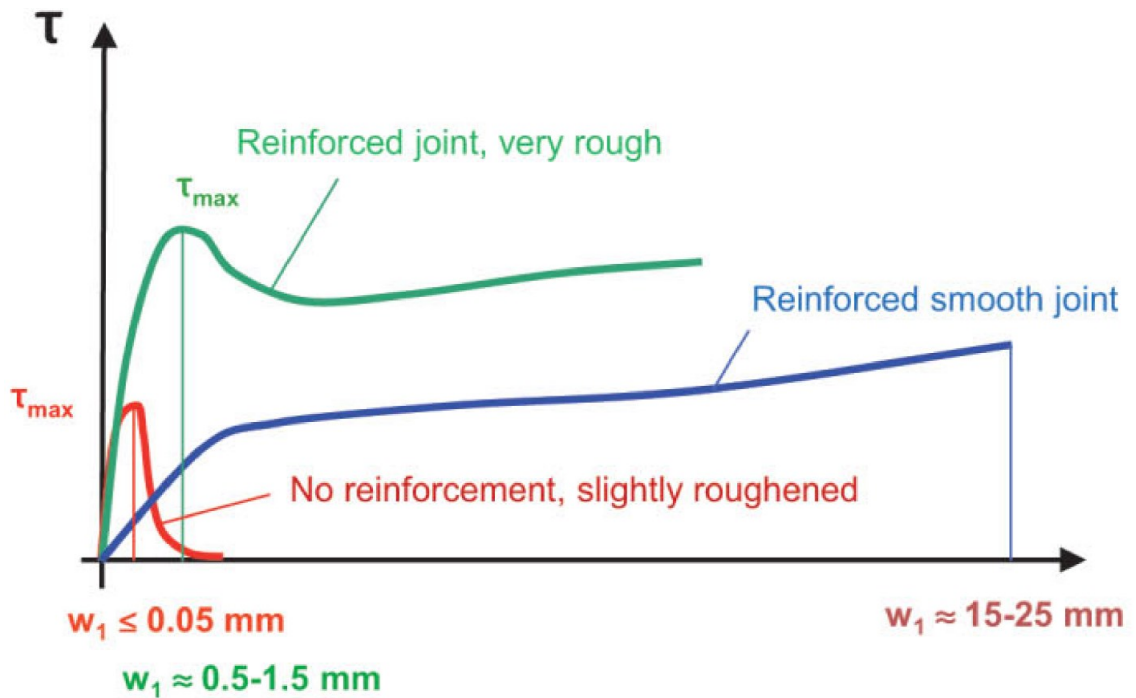
Kuva 20: Kutistuman aiheuttama kokonaisjännitys jakauma kenttäpoikkileikkaukselle

Vetojännitykseksi pintalaatan alapinnassa on tässä tapauksessa määritetty 3,45 MPa. Näin ollen betonin taivutusvetolujuus f_{ctm} ylittyy ja voidaan olettaa laatan olevan täysin halkeillut ja kutistuman vapautunut.

Kuten on jo aiemmin todettu, vanhan ja uuden rakenteen välinen kutistumaero aiheuttaa merkittäviä primääri- ja sekundäärirasituksia liittorakenteelle. Kutistuman vaikutusten hallinnan lisäksi vahventamiskohteissa voidaan pyrkiä vaikuttamaan myös kutistuman suuruuteen. Kutistuman suuruuteen vaikuttavat mm. betonimassan ja lisäaineiden valinta, jälkihoito, kovettumisolosuhteet sekä rakenteen muoto ja vettä läpäisevien pintojen määrä. [21] Kutistuman laskentaa ja eri tekijöiden vaikutusta kutistuman määrään on käsitelty tarkemmin esimerkiksi Juha Jalosen [21] sekä Riku Alangon [17] diplomitöissä.

3.3.3 Leikkausliitoksen mitoitus Model code 2010 mukaisesti

Model code 2010 määrittelee leikkausliitoksen mitoituksen erikseen raudoitetulle ja raudoittamattomille liitoksille. Raudoittamattomana liitoksena käsitellään liitoksia, joissa liukumien rakenneseosten välillä ovat pieniä ja joiden raudoitussuhde $\rho \leq 0,05 \%$. [12] Jaottelun perusteena on kestävyysmuodostuminen eri ilmiöiden kautta eri liukumien suuruuksilla. Kuvassa 21 on esitetty liitoksen jännitys-liukumayhteys eri tapauksille.



Kuva 21: Liitoksen jännitys-liukumakuvaja eri tapauksille [12, kuva 9]

Kuvassa punaisella viivalla on kuvattuna raudoittamattoman poikkileikkauksen käyttäytyminen, kun vanhan betonin pintaa on karhennettu vähän (*slightly roughened*). Vastaavasti sinisellä viivalla on kuvattu raudoitettun liitoksen käyttäytyminen, kun vanhan rakenteen pinta on hyvin sileä (*smooth joint*). Vihreällä viivalla on kuvattu raudoitettu liitos, jossa vanhan rakenteen pinta on erittäin karhea (*very rough*). Pinnan eri karheuksien määritelmät on esitettyä tämän työn luvussa 3.5.3.

Kun vahvennettuun rakenteeseen kohdistuvat rasitukset ovat verrattain pieniä, myös liitoksen liukuma ja liitoksessa vaikuttava työntövoima eivät kasva suureksi. Tässä tapauksessa liitoksen kestävyys saavutetaan vanhan ja uuden betonin välisen *adheesion* (*adhesive bonding* [19]) sekä puristavasta voimasta aiheutuvan *kitkan* (*friction* [19]) avulla. [19] Kaavassa 13 on esitettyä liitoksen kestävyuden laskeminen, kun kestävyys muodostuu yllä mainituista tekijöistä

$$\tau_{Rd} = c_a \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n. \quad (13)$$

Kaavassa ensimmäinen osuus kuvaa adheesion vaikutusta. Siinä c_a on pinnan karheudesta riippuva kerroin ja f_{ctd} betonin vetolujuuden mitoitusarvo. Vastaavasti pintojen välisen kitkan vaikutus huomioidaan toisella osuudella, jossa μ on pintojen välinen kitkakerroin ja σ_n pinnalla vaikuttava puristusjännitys. [12] Kertoimien määrittäminen on esitetty tarkemmin luvuissa 3.5.3.

Model code 2010 määrittelee raudoittamattomalle rakenteen liitospinnalle maksimikestävyys-työntövoimaa vastaan. Kaava on esitetty alla

$$v_{Rdi,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (14)$$

ja kaavassa v on betoniin muodostuvan puristussauvan lujuuden pienennyskerroin ja f_{cd} betonin puristuslujuuden mitoitusarvo. Lujuuden pienennystekijä määritellään kaavalla

$$v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right], \quad (15)$$

jossa termi f_{ck} on betonin lieriöpuristuslujuuden ominaisarvo. [9]

Mikäli liitosvoimat pystytään välittämään pintojen välisen adheesion ja kitkan avulla, voidaan todeta liitoksen olevan jäykkä ja murtotavan vastaavasti hyvin hauras. [12]

Rakenteen voidaan olettaa toimivan edellä esitetyllä tavalla, mikäli työntövoima ei ylitä kaavan 13 mukaista leikkauskestävyyttä ja mikäli vanhan uuden rakenteen välinen liukuma on pieni. Lähdemateriaalissa on esitetty liukuma arvon olevan noin 0,05 % sillä hetkellä, kun pintojen välisen liitoksen leikkauskapasiteetti ylitetään. [12] Tämän menetelmän käyttö voi tulla kyseeseen tilanteessa, jossa liitoksessa oleva teräsmäärä halutaan todella alhaiseksi ja vanhan betonin pinta on erittäin karhea (*very rough*).

Mikäli liitoksen tulee kestää suurempia leikkausrasituksia, käytetään liitoksessa tartuntateräksiä. Tällöin liukuman ja rasitusten kasvaessa, alkavat myös tartuntateräksot ottaa vastaan työntövoimaa. Tässä tapauksessa pintojen välisen liitoksen leikkauskestävyys määritetään kaavasta

$$\tau_{Rd} = c_r \cdot f_{ck}^{1/3} + \mu \cdot \sigma_n + \mu \cdot \rho \cdot \kappa_1 \cdot f_{yd} + \kappa_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}}. \quad (16)$$

Yllä olevassa kaavassa ensimmäinen osuus kuvaa betonipintojen epätasaisuudesta aiheutuvaa tukivoimaa (*mechanical interlock* [12]). Kaavassa c_r on pintojen karheudesta riippuva kerroin ja f_{ck} betonin lieriöpuristuslujuuden ominaisarvo. [12] Toinen termi kuvaa kitkaa ja käyttäytyy samalla tavalla kuin raudoittamattoman liitoksen yhteydessä esitetyssä kaavassa 13. Kolmas osuus kuvaa raudoitteiden ja betonipinnan välisen kitkan vaikutusta. Siinä ρ on pinnan raudoitussuhde, f_{yd} tartuntaterästen lujuuden mitoitusarvo ja κ_1 pinnan karheudesta riippuva kerroin, joka kuvaa raudoitteille välittyvän voiman osuutta. Kaavan viimeinen osuus kuvaa tartuntaterästen ”vaarnavaikutusta” (*dowel action* [12]). Siinä κ_2 on pinnan karheudesta riippuva terästen kestävyyttä redusoiva kerroin. Eri osien tarkempi esittely ja parametrien määrittäminen on esitetty luvuissa 3.3.5 – 3.3.8.

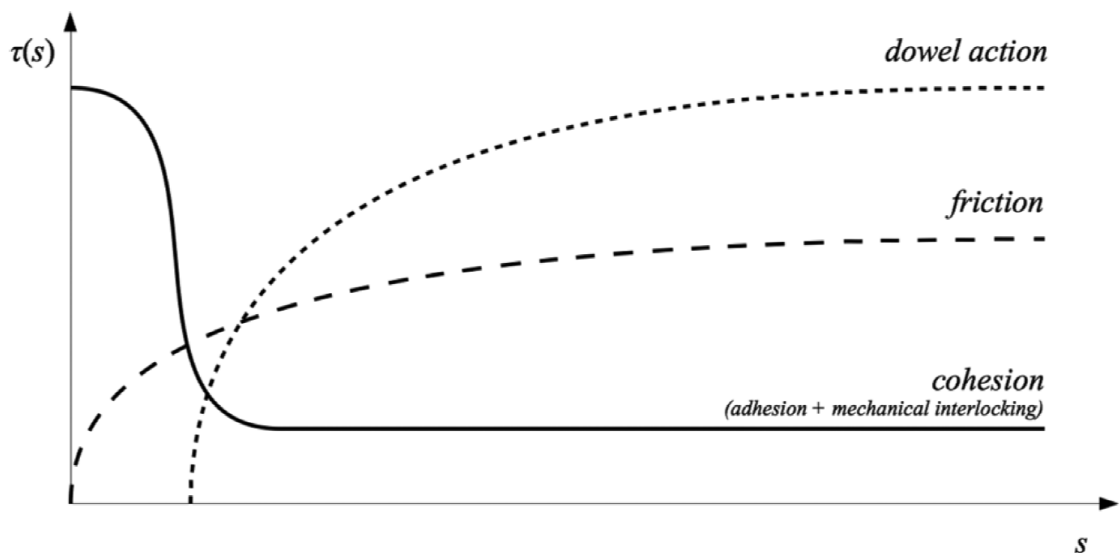
Myös raudoitetun rakenteen kestävyydelle on asetettu raja-arvo, joka saadaan laskettua kaavasta

$$\tau_{Rd,max} = \beta_c \cdot v \cdot f_{cd}. \quad (17)$$

Maksimiarvon laskennassa termi β_c kuvaa betoniin muodostuvan puristussauvan kulumasta riippuvaa kerrointa, joka määritetään betonipinnan karheuden mukaan. Vastavasti termi v on redusointikerroin betonin puristuslujuudelle ja se lasketaan tässä yhteydessä kaavalla [12]

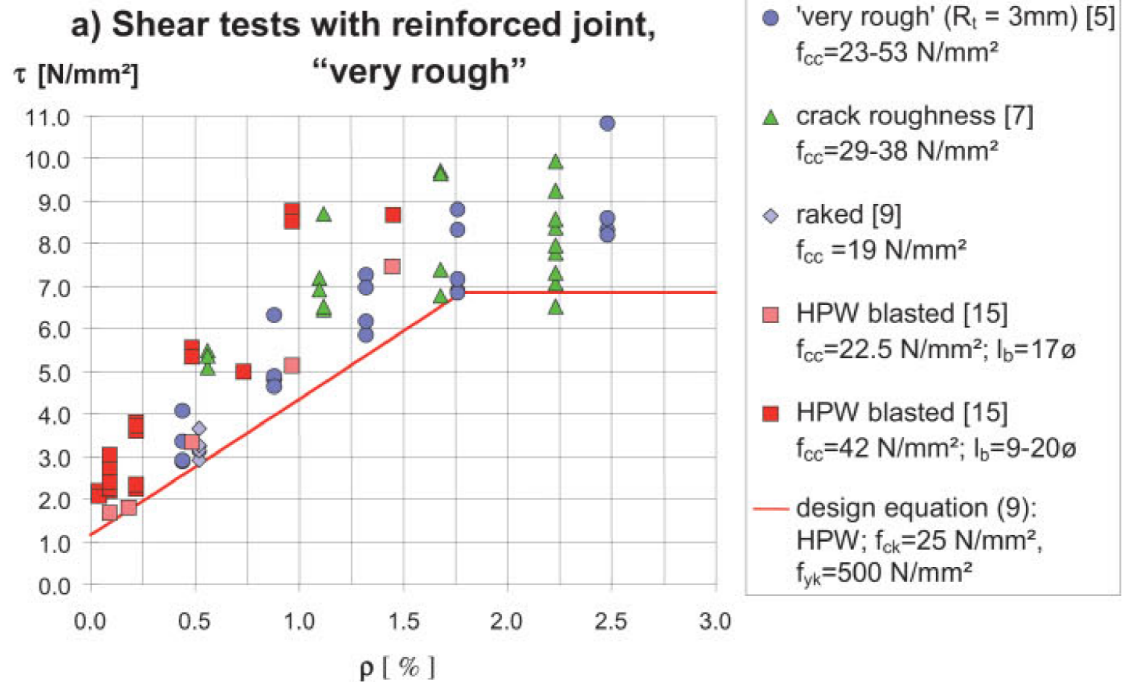
$$v = \min\left(0,55 \cdot \left(\frac{30\text{MPa}}{f_{ck}}\right)^{1/3}, 0,55\right). \quad (18)$$

Yleensä laattasiltojen vahventamiskohteissa määrääväksi liitosta kuormittavaksi kuormaksi tulee liikennekuorma sekä pintalaatan kutistumasta aiheutuva työntövoima. Liikennekuorma aiheuttaa yleensä tukialueen liitokseen niin suuren työntövoiman, että rakenneosien väliseen pintaan joudutaan asentamaan tartuntateräksiset. Kenttäalueella leikkausvuo on usein pienempi, jolloin liitoksen kestävyys voi olla riittävä myös raudoittamattomana. Kuvassa 22 on havainnollistettu kuorman siirtymismekanismeja pintojen välillä eri tilanteissa.

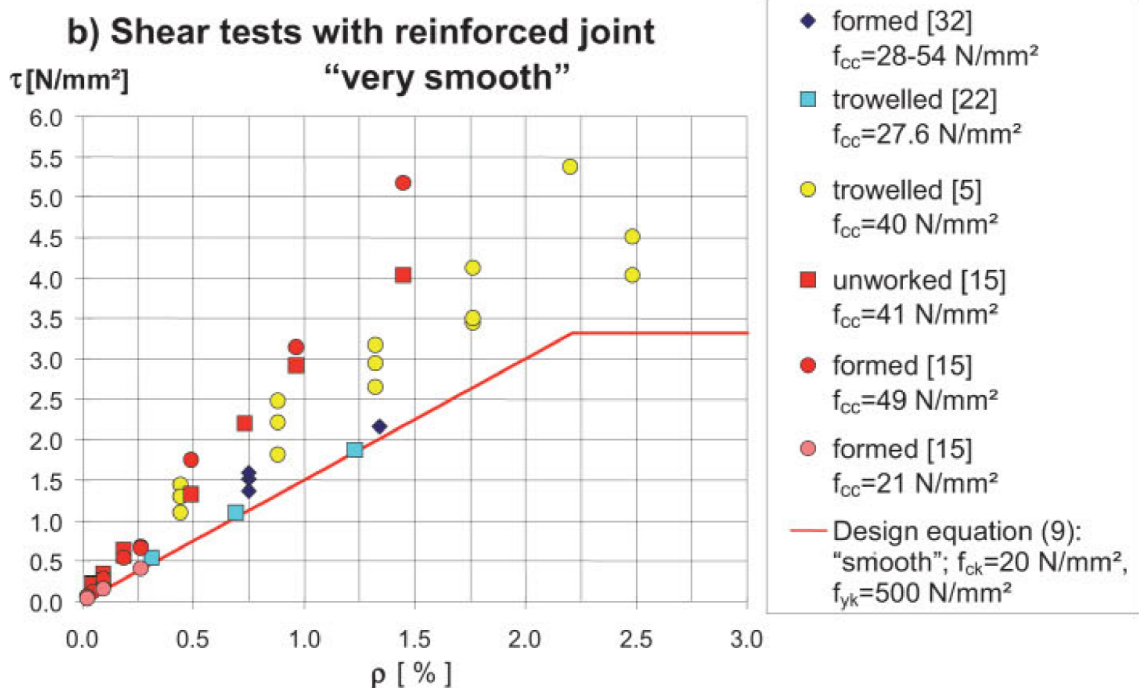


Kuva 22: Kuorman siirtymismekanismit eri liukumien arvoilla [20, kuva 2]

Model code 2010 mukaista mitoitus tapaa on lisäksi vertailtu kuormituskokeisiin, jossa leikkausliitoksen lujuutta on tutkittu erilaisilla otaksumilla. [12] Kuvissa 23 ja 24 on esitettyä vertailuarvoja testitulosten ja laskennallisten tulosten välillä, kun vanhan rakenteen pinnan karheuden oletetaan olevan ”very rough” ja ”very smooth”.



Kuva 23: Pintojen välisen leikkauslujuuden vertailua eri menetelmien välillä kun karheus on "very rough" [12, kuva 14]



Kuva 24: Pintojen välisen leikkauslujuuden vertailua eri menetelmien välillä kun karheus on "very smooth" [12, kuva 14]

Kuvista 23 ja 24 nähdään, että laskennallisesti määritetty pintojen välinen leikkauslujuus on konservatiivinen arvio testituloksiin verrattuna. Tutkimustuloksista voidaan kuitenkin todeta, että myös niissä on melko suuria vaihteluita samanlaisten tapausten välillä. Tämä saattaa johtua esimerkiksi betonin lujuuden vaihteluista tai pinnan karheu-

den vaihteluista. Lopulta näiden tutkimustulosten perusteella voidaan todeta, että kaavan 16 käyttö leikkauspinnan mitoituksessa on kuitenkin perusteltua. [12]

3.3.4 Leikkausliitoksen mitoitus Eurokoodin mukaisesti

Eurokoodissa leikkausliitosta käsitellään eri aikaan valettujen betonipintojen leikkausliitoksen mitoituksena. Standardissa EN1992-1-1 leikkausliitoksen jäykkyys muodostuu mukaisesti kolmesta tekijästä: koheesiosta, rakenneosien välisestä kitkasta sekä tartuntateräksien ja betonin välisestä kitkasta. [14] Leikkausliitoksen kestävyys voidaan laskea eurokoodin luvun 6.2.5 mukaan laskea kaavalla

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha). \quad (19)$$

Yllä olevassa kaavassa ensimmäinen osuus kuvaa rakenneosien pintojen välistä koheesiota, toinen osuus betonipintojen välistä kitkaa ja tartuntaterästen ja betonin välistä kitkaa. Kulma α kuvaa rajapinnan ja raudoitteiden välistä kulmaa, jonka arvo on välillä $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$. [14] Muiden eri osatekijöiden määrittäminen on esitetty luvuissa 3.5.3–3.5.6

Pintojen välisen leikkauskestävyyden maksimiarvona käytetään arvoa

$$v_{Rdi,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (20)$$

jossa v on lujuuden pienennyskerroin ja f_{cd} betonin puristuslujuuden mitoitusarvo. [14] Lujuuden pienennystekijä määritellään [11] kaavassa 6.6N seuraavasti

$$v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right], \quad (21)$$

jossa f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuoden iässä [MPa]. [14]

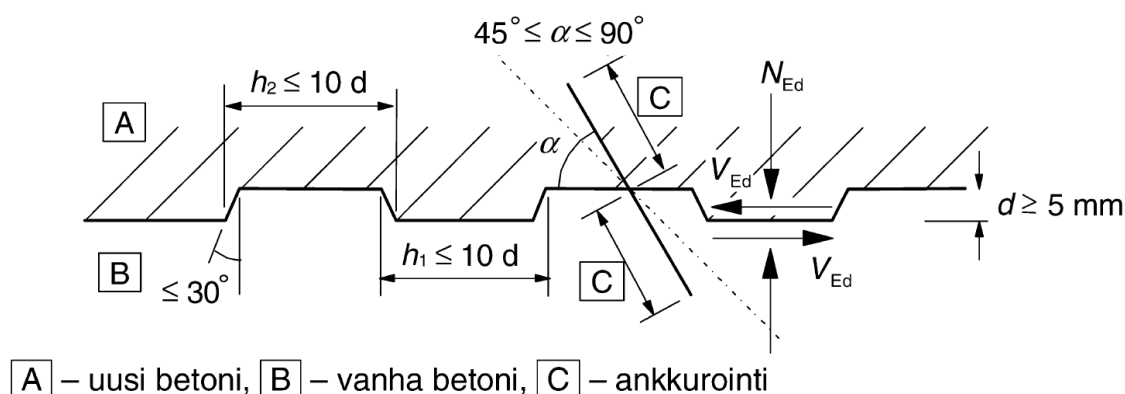
3.3.5 Vanhan betonin pinnan vaikutus leikkauskestävyyteen

Kuten jo aiemmin on todettu, vanhan betonirakenteen pinnan karheudella on suuri merkitys tartuntapinta-alaan ja näin ollen tartunnan lujuuteen. Suuruusluokaltaan pinnan karheuden vaikutusta voi tulkita kuvasta 18, jossa vihreä käyrä kuvaa raudoitettua liitosta, jonka pinta on voimakkaasti karhennettu ja sininen käyrä raudoitettua liitosta, jonka pinta on sileä.

Vanhan betonipinnan karheus määritellään siinä olevien epätasaisuuksien syvyyden perusteella. Eurokoodi ja Model Code 2010 jakavat pinnan karheuden neljään eri karheusasteeseen. Eurokoodissa jaottelu perustuu karhennustapaan ja pinnan epätasaisuuksien syvyyteen. [14] Myös Liikenneviraston betonisiltojen suunnitteluohje [9] käyttää samaa jaottelua eurokoodin [14] kanssa. Model code 2010:ssä jaottelu perustuu pelkäs-

tään pinnan epätasaisuuksiin. Alla on määriteltynä pinnan karheusasteet eurokoodin mukaisesti:

- *Hyvin sileä pinta*: Pinta on valettu teräs-, muovi tai erikoiskäsiteltyä puumuottia vasten
- *Sileä pinta*: Liukuvalettu, ekstruuderipinta tai tärytyksen jälkeen jälkikäsittelemättä jätetty vapaa pinta
- *Karhea pinta*: Pinnassa on vähintään 3 mm karheus noin 40 mm välein. Pinta voidaan saavuttaa urituksella, paljastamalla kiviaines tai vastaavalla menetelmällä
- *Vaarnattu pinta*: Vaarnatun pinnan vaatimukset on esitetty kuvassa 25. [14]



Kuva 25: Vaarnatun pinnan vaatimukset [14 kuva 6.9]

Kuvan 25 mukaisesti vaarnatussa pinnassa urien tulee olla vähintään 5 mm syviä ja maksimissaan 10 kertaa syvyyden levyisiä. Lisäksi urien ja pystypintojen kaltevuuskulman tulee olla kuvan 9 mukaisesti alle 30 astetta. [14]

Model code 2010 määrittelee pintojen karheusasteet vielä tarkemmin perustuen urien syvyyksiin. [12] Karheusasteet on esitetty alla.

- *Very smooth*: Pinta on valettu teräs-, muovi- tai erikoiskäsiteltyä puumuottia vasten
- *Smooth*: Betonipinta, jota on hieman karhennettu (urien syvyys < 1,5 mm), myös tärytyksen jälkeen jälkikäsittelemättä jätetty pinta.
- *Rough*: voimakkaasti karhennettu betonipinta (urien syvyys ≥ 1,5 mm)
- *Very rough*: Hammastettu pinta (urien syvyys ≥ 3mm)

Kun vertaillaan eri lähteiden karheusasteiden määrittystä, huomataan etenkin karheammissa asteissa suuriakin eroja. Eurokoodin *hyvin sileä pinta* ja Model Coden *very smooth* – pinta vastaavat toisiaan identtisesti. Myös seuraava karheusaste on hyvin samaan tapaan määritelty kummassakin tapauksessa. Karheampien asteiden käyttöön eurokoodilla on kuitenkin huomattavasti tiukemmat vaatimukset. Eurokoodin *karhea pinta* vaatii vähintään 3 mm urituksen maksimissaan 40 mm välein, kun taas Model

Code 2010:n ohje sallii *rough* – pinnan arvojen käytön jo 1,5 mm urasyvyyksien jälkeen. Samoin kaikkein karheimmassa pinnassa eurokoodissa pintojen hammastukselle on asetettu tarkat kuvan 25 mukaisesti vaatimukset. Model code 2010:ssä *very rough* – pintakarheus voidaan olettaa, mikäli urien syvyys on vähintään 3 mm (joka täyttää juuri eurokoodin *karhean pinnan* vaatimukset). [12, 14]

Eurokoodissa on selkeästi esitettynä työmenetelmät eri pintojen karheuksien saavuttamiseksi. Vahventamiskohteissa vanhaa rakennetta piikataan yleensä hieman auki ennen pintalaatan valua. Piikkaustyön jälkeinen betonipinta kuuluu yleisimmin luokkaan ”karhea pinta”, jolle vaatimuksena on vähintään 3 mm hammastus noin 40 mm välein. Näin ollen piikattu betonipinta täyttää myös MC2010:n karheimman pintaluokan ”very rough” vaatimukset. [12, 14] Vahventamiskohteissa pintaa ei siis yleensä ole piikkaamisen lisäksi tarpeen karhentaa kestävyiden parantamiseksi

Vanhan betonipinnan karheus määrittää redusointikertoimet koheesion, kitkan ja vaarनाविकृतुकेन लसकेतलन. Taulukoissa 8 ja 9 on esitettynä laskentaparametrit eri pinnan karheuksille Eurokoodin ja Model Code 2010 mukaisesti. [12, 14]

Taulukko 8: Eurokoodin mukaiset laskentaparametrit eri pinnan karheuksille

Pinnan karheus	c	μ
Hyvin sileä	0,025...0,1	0,5
Sileä	0,2	0,6
Karhea	0,4	0,7
Vaarnattu	0,5	0,9

Taulukko 9: Model code 2010 mukaiset laskentaparametrit eri pinnan karheuksille

Pinnan karheus	c_r	κ_1	κ_2	β_c	μ	
					$f_{ck} \geq 25 \text{ Mpa}$	$f_{ck} \geq 35 \text{ Mpa}$
Very smooth	0	0	1,5	0,3	0,5	0,5
Smooth	0	0,5	1,1	0,4	0,6	0,6
Rough	0,1	0,5	0,9	0,5	0,7	0,7
Very rough	0,2	0,5	0,9	0,5	0,8	1,0

Lisäksi Model Code 2010:ssä on erikseen eriteltynä laskentaparametrit hauraalle raudoittamattomalle liitokselle, jota on käsitelty tarkemmin luvussa 3.5.1. Tällöin leikkauspinnan kestävyys muodostuu pelkästään adheesiosta ja betonipintojen välisestä kitkasta. Hauraan liitoksen adheesion huomioinnissa käytettävät laskentaparametrit ovat esitettynä taulukossa 10.

Taulukko 10: Adheesion huomioonlaskennassa käytettävät laskentaparametrit [12]

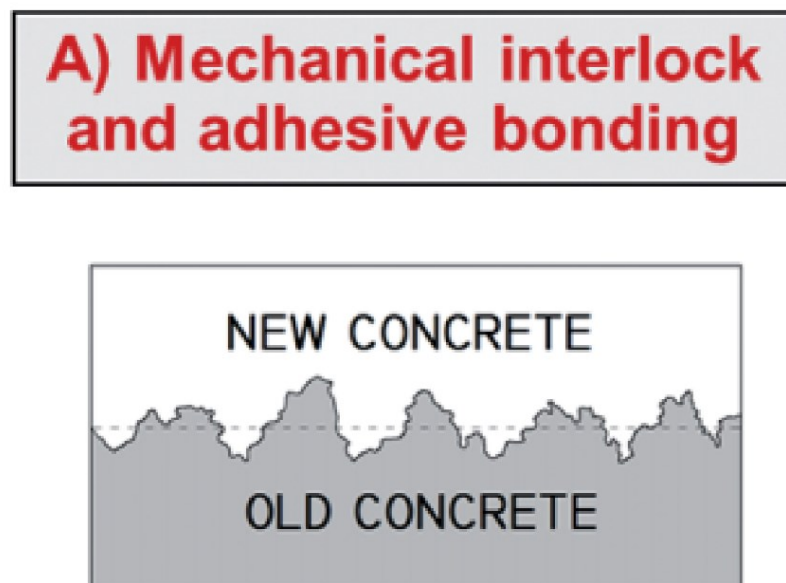
Pinnan karheus	C_a
Very smooth	0,025
Smooth	0,2
Rough	0,4
Very rough	0,5

Koska sauman leikkauskestävyyden laskenta tapahtuu eri ohjeiden mukaan eri tavalla, ei kertoimia voi suoraan verrata keskenään.

Taulukoiden 9 ja 10 koheesiotermien välillä huomataan selviä eroja. Tämä johtuu siitä, että taulukossa 9 käsitellään sitkeää raudoitettua liitosta, jossa koheesio koostuu epätasaisuuksista johtuvasta liukumista estävästä tuennasta (*mechanical interlock*). Taulukossa 10 käsitellään haurasta raudoittamatonta, jolloin pintojen välinen koheesio koostuu lähinnä *adheesiosta*. [12]

3.3.6 Koheesion vaikutus pintojen väliseen leikkauskestävyyteen

Koheesiolla tarkoitetaan vahventamisessa materiaalien välisiä vetovoimia. Vahvennetun rakenteen tapauksessa koheesio voidaan jakaa kahteen eri tekijään: adheesioon (*adhesion*) ja vanhan pinnan epätasaisuudesta johtuvaan tuentaan, joka estää pintoja liukumasta toisiaan vasten (*mechanical interlock*) [12]. Kuvassa 26 on havainnollistettu koheesiota pintavaluvahventamisessa.

**Kuva 26: Koheesioilmiön vaikutus liitospinnan leikkauskestävyyteen [12, kuva 5]**

Kuten aiemmin todettiin, koheesio on merkittävä tekijä pienillä kuormilla, jolloin pintojen välinen liukuma on vähäistä. Kun liukuma pintojen välillä on pieni, koostuu koheesio lähinnä adheesiosta. Kun kuormaa ja liukumia kasvatetaan, murtuu betonien välinen liimaustartunta ja kuormaa alkaa kantaa vanhan betonin epätasaisuudesta johtuva hampaus.

Adheesio johtuu betonien välisen liimaustartunnan sisäisistä voimista, jotka pyrkivät pitämään pintavalulaatan kiinni vanhassa betonirakenteessa. Adheesio alkaa vaikuttaa välittömästi betonin sitouduttua ja kehittyä betonin lujuuskehityksen mukana [12].

Vahventamisessa adheesio lujuuteen vaikuttavat pääsääntöisesti 2 tekijää: vahventamiseen käytettävä betoni ja vanhan betonipinnan karheus. Vahventamiseen käytettävän betonin ominaisuuksia ei mitoituksessa huomioida, mutta jotta haluttu tartuntalujuus voidaan saavuttaa, tulee myös uuden betonin saavuttaa suunniteltu lujuus. Mitoituksen kannalta suurin merkitys adheesio lujuuteen on tartuntapinnan koolla eli vanhan betonipinnan karheudella. [9, 12] Mitä karheampi ja epätasaisempi vanha pinta on, sitä suuremman tartuntapinnan vahvennusvalu saa ja sitä lujempi tartuntalujuus uuden ja vanhan rakenteen väliin saadaan. Tartuntapinnan vaikutusta adheesio lujuuteen on käsitelty luvussa 3.5.3. Adheesio vaikutus tartuntaan lasketaan kaavan 16 ensimmäisellä osuudella, joka on esitetty alla. [12]

$$\tau_{Rd,ad} = c_a \cdot f_{ctd} \quad (22)$$

Kaavassa termi c_a on pinnan karheudesta riippuva adheesio redusointikerroin. Redusointikertoimen määrittämistä on käsitelty tarkemmin luvussa 3.5.3.

Suuremmilla liukumilla koheesio vaikutus koostuu vanhan betonin epätasaisesta pinnasta, joka pyrkii estämään pintojen välistä liukumista (*mechanical interlock*). Koheesio huomioimisessa päädytään yleensä tarkastelemaan nimenomaan pintojen epätasaisuuden vaikutusta adheesio sijaan, koska liitoksen siirtymien oletetaan kasvavan niin suuriksi, että adheesio vaikutusta ei voida enää huomioida. [12] Pintojen välistä liitosta vahvennetaan usein myös tartuntateräksillä, jotka alkavat toimia vasta liukuman kasvetua tarpeeksi. Model code 2010 esittää liukumarajaksi tässä yhteydessä 0,05 mm. [12]

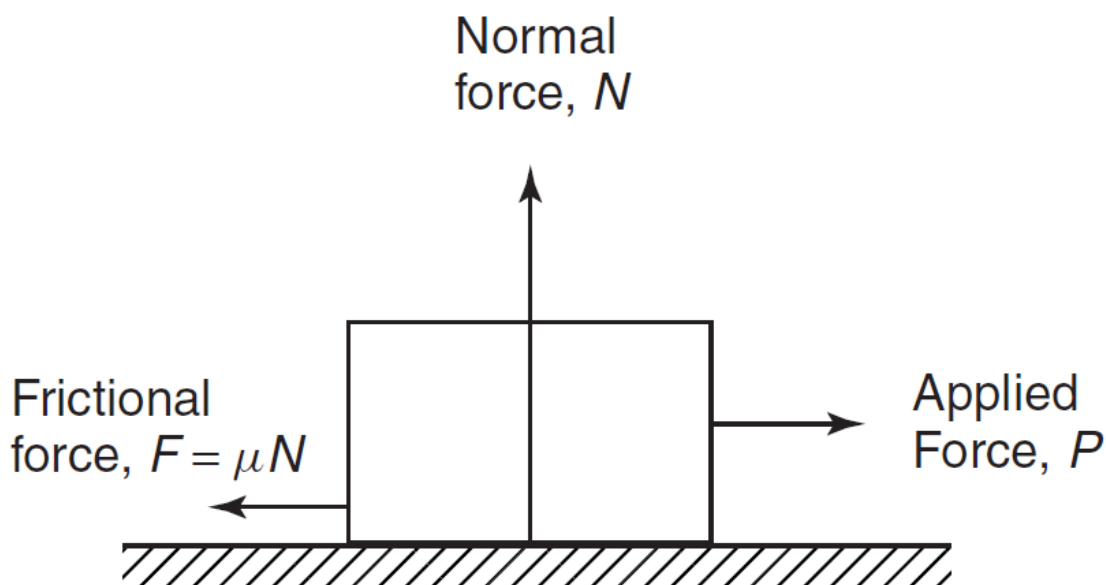
Model code 2010 mukaan vanhan betonin pinnan tulee olla karheudeltaan vähintään karhea (*rough*), jotta pintojen liukumista estävä vaikutus (*mechanical interlock*), huomioidaan laskelmissa. Eurokoodi antaa vastaavasti mahdollisuuden tämän termin huomioimiseen sileämmillä pinnoilla. Tällöin redusointikertoimet ovat kuitenkin melko pieniä, joten vaikutus sauman leikkauskestävyyteen on kokonaisuudessaan marginaalinen. [14] Pintojen eri karheuksien sekä redusointiparametrien määrittäminen on esitetty luvussa 3.5.3. Betonin karheudesta johtuva pintojen liukumista estävä mekaaninen vaikutus huomioidaan kaavan 16 ensimmäisessä osuudessa, joka on esitetty kaavassa 23.

$$\tau_{Rd,int} = c_r \cdot f_{ck}^{1/3} \quad (23)$$

Kaavassa termi c_r kuvaa koheesion redusointikerrointa, kun koheesiona käsitellään betonin karheudesta johtuvaa pintojen liukumista estävää mekaanista vaikutusta. Termin määrittästä on käsitelty tarkemmin luvussa 3.5.3. [12]

3.3.7 Kitkan vaikutus liitoksen leikkauskestävyyteen

Kitka on voima, joka aiheutuu kahden kappaleen koskettaessa toisiaan. Kitka pyrkii estämään tai hidastamaan kappaleiden välistä keskinäistä liikettä. Tällä tavoin on myös eroteltu *lepokitka* ja *liikekitka* [23]. Kuvassa 27 on havainnollistettu tavanomaisen tasolla oleva kappaleen kitkavoiman muodostumista.



Kuva 27: Kitkan muodostuminen tasolla olevalle kappaleelle [23]

Kitkavoimaan vaikuttavat pinnasta vaikuttava puristusvoima N ja pintojen välinen kitkakerroin μ . Pintojen välissä vaikuttava kitkavoima voidaan laskea kaavasta

$$F_{\mu} = \mu \cdot N. \quad (24)$$

Laattojen vahventamisessa uuden ja vanhan pinnan välisessä liitoksessa kitka voidaan jaotella kahteen eri osaan: vanhan ja uuden betonin väliseen kitkaan sekä betonin ja tartuntaterästen väliseen kitkaan.

Uuden ja vanhan pinnan välisen liitoksen kitkasta muodostuva lujuus saadaan laskettua suoraan soveltamalla kaavaa 24. Pintojen välinen kitka onkin ainoa leikkausliitoksen osa, jonka laskenta on määritelty samalla tavalla sekä eurokoodissa, että muissa tietee-

lisissä julkaisuissa [9, 12, 13, 14]. Pintojen välisestä kitkasta koostuva lujuus on määritetty kaavoissa 13 ja 16 seuraavasti

$$\tau_{Rd,fr,conc} = \mu \cdot \sigma_n. \quad (25)$$

Kaavassa 25 μ kuvaa pintojen välistä kitkakerrointa ja σ_n pinnassa vaikuttavaa normaali-jännitystä. Normaalijännityksen laskenta esitetään myöhemmin laskelmien yhteydessä luvussa 6. Kitkakertoimena käytetään samaa kerrointa sekä hauraalle, että sitkeälle murtumismekanismin. Todellisuudessa luvussa 3.5.3 esitetyt kertoimet sopivat paremmin sitkeän murtotavan laskentoihin. Hauraassa murrossa model code 2010 kertoimet ovat hieman konservatiivisia, mutta yksinkertaistuksen vuoksi on päätetty käyttää samoja kertoimia molemmille murtotavoille [12].

Betonipintojen välisestä kitkasta aiheutuvan lujuuden lisäksi myös raudoitteiden ja betonin välistä kitkaa hyödynnetään leikkaussauman kestävyuden määrittämisessä. Tämän termin määrittämisessä on kuitenkin selkeitä eroavaisuuksia eurokoodin ja Model Code 2010 välillä. Model Code määrittelee terästen ja betonin välisestä kitkasta saatavan kestävyuden kaavan 16 kolmannessa osuudessa

$$\tau_{Rd,fric,steel} = \mu \cdot \rho \cdot \kappa_1 \cdot f_{yd}, \quad (26)$$

jossa ρ kuvaa pinnan raudoitussuhdetta, κ_1 pinnan karheudesta riippuva kerrointa ja f_{yd} tartuntaterästen myötölujuutta. [12] Kerroin κ_1 on suuruudeltaan välillä 0-0,5 ja sen määrittäminen on esitelty tarkemmin luvussa 3.5.3.

Eurokoodi määrittelee terästen ja betonin välisen kitkan vaikutuksen leikkauspinnan lujuuteen kaavalla

$$\tau_{Rd,fric,steel} = \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha), \quad (27)$$

jossa α kuvaa tartuntapinnan ja teräksen välistä kulmaa ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$). [14] Teräkset asennetaan yleensä kohtisuoraan vanhaan rakenteeseen nähden, joten tällöin $\alpha = 90^\circ$ ja kaava 27 saadaan muotoon

$$\tau_{Rd,fric,steel} = \rho \cdot f_{yd} \cdot \mu. \quad (28)$$

Näin ollen voidaan todeta, että pystyyn asennettavien terästen tapauksessa Model Code 2010 antaa aina vähintään 50 % pienemmän kestävyuden terästen ja betonin väliselle kitkaliitokselle eurokoodin mukaiseen laskentaan verrattuna. Kestävyksiä ei kuitenkaan ole järkevää vertailla toisiinsa, sillä ne muodostuvat eri tavalla eurokoodissa ja Model code 2010:ssä. Lisäksi kitkakertoimen arvo μ riippuu käytettävästä standardista, eikä välttämättä ole sama EC2:ssa ja Model code 2010:ssä.

Betoniterästen ja betonin välisen kitkan määrittämisessä on käytetty lujuutena terästen mitoitusvetolujuutta. Laattasiltojen vahventamisessa terästen ankkurointi täyteen mitaansa on kuitenkin usein vaikeaa, joten lujuutta täytyy redusoida vastaamaan todellista ankkurointipituutta. Ankkurointipituuden huomioiminen teräksen mitoituslujuuden redusoinnissa on esitettyä luvussa 3.5.7.

3.3.8 Tartuntaterästen vaarnavaikutus leikkauskestävyyteen

Model Code 2010 antaa mahdollisuuden huomioida myös terästen vaarnavaikutuksen (*dowel action*) liitoksen leikkauskestävyyden määrittämisessä. [12] Vaarnavaikutus on esitelty kaavan 16 yhteydessä ja se voidaan laskea kaavan osasta

$$\tau_{Rd,dow} = \kappa_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}}, \quad (29)$$

jossa κ_2 on vaarnojen taivutuskestävyyden pienennystekijä, joka riippuu vanhan betonipinnan karheudesta. Myös vaarnavaikutuksen laskennassa betoniterästen täyden lujuuden käyttämisessä tulee huomioida riittävä ankkurointipituus. Mikäli tätä ei voida saavuttaa, tulee lujuutta redusoida luvun 3.5.7 mukaisesti.

Model code 2010 asettaa tartuntaterästen vaarnavaikutuksien huomioinnille raja-arvot. Vaarnavaikutukset saa huomioida laskennassa, mikäli vaarnojen välinen etäisyys on kuormituksen suunnassa vähintään 10ϕ , jossa ϕ on käytettävän tartuntateräksen halkaisija. [12]

Eurokoodi ei huomioi tartuntaterästen vaikutusta leikkaussauman kestävyyteen millään tavalla. [14] Myös muissa lähteissä on vaihtelua vaarnavaikutuksen huomioinnissa. [9, 13] Luvussa 6 on laskettu vaarnavaikutuksen osuutta leikkaussauman kestävyyteen tarkemmin. Tässä yhteydessä on arvioitu myös vaarnavaikutuksen huomiointia vahventamismitoituksessa.

3.3.9 Tartuntaterästen ankkuroinnin huomioiminen

Jotta harjateräksen voidaan olettaa saavuttavan täyden kapasiteettinsa, tulee sen kestävyys varmistaa myös ankkurointimurtoa varten. Laattasiltojen vahventamisessa tämä muodostuukin usein ongelmaksi hoikan kansilaatan takia. Näin ollen tartuntateräksien kestävyys laskennassa tulee niiden nimellistä mitoituskestävyyttä redusoida vastaamaan todellista ankkurointipituutta.

Tartuntaterästen ankkurointi toimii hyvin samalla periaatteella, kuin leikkausraudoituksen ankkurointi. Leikkausraudoitus ankkuroidaan usein esim. koukuilla tai hitsatun poikkiraudoituksen avulla. [9] Kyseisten ankkurointimenetelmien käyttö vanhassa rakenteessa ei kuitenkaan ole mahdollista, joten teräs ankkuroidaan vanhaan rakenteeseen suorana teräksenä.

Suoran teräksen ankkurointipituuden määrittämistä on käsitelty kattavasti eurokoodi 2:ssa. [14] Yleensä ankkurointimitoituksessa tarkastellaan, että saavutetaan riittävä ankkurointipituus teräksen täydelle lujuudelle. Liikenneviraston ohjeen NCCI 2 liitteessä 2 on taulukoituna riittävät ankkurointipituudet eri teräshalkaisijoille, kun tavoitellaan teräkselle täyttä mitoituslujuutta. Vahventamiskohteiden tapauksessa joudutaan kuitenkin usein määrittämään suurin sallittu teräsjännitys käytetylle ankkurointipituudelle, koska täyttä ankkurointipituutta ei voida saavuttaa.

Teräksen sallitun jännityksen perusarvo riippuu ympäröivän betonin tartuntalujuudesta ja ankkuroitavan teräksen vaipan alasta. Teräksen sallitun jännityksen laskenta on johdettu eurokoodi 2:n kaavasta

$$\sigma_{sd,max} = \max\left(\frac{4 \cdot l_{bd} \cdot f_{bd}}{\phi}, f_{yd}\right). \quad (30)$$

Kaavassa 30 l_{bd} on ankkurointipituuden **redusoitu mitoitusarvo**, f_{bd} terästen ja betonin välinen tartuntalujuus ja ϕ tartuntateräksen halkaisija. [14]

Ankkurointipituuden redusoitu mitoitusarvo määritellään vahventamistapauksissa kaavalla

$$l_{bd} = \frac{l_{bd,tod}}{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5}, \quad (31)$$

jossa $l_{bd,tod}$ on tankojen todellinen ankkurointipituus ja nimittäjässä olevat α -kertoimet ankkurointipituuden redusointikertoimia. [14] Liikenneviraston NCCI2 ohjeessa on ohjeistettu käyttämään kaikista α -kertoimista arvoa 1, jolloin teräksen sallittu jännitys lasketaan todellisen ankkurointipituuden mukaisesti. Kertoimet ottavat kantaa lähinnä pääterästen ankkurointiin ja niiden soveltaminen tässä yhteydessä on hieman kyseenalaista. [9]

Teräksen ja betonin välinen tartuntalujuus riippuu betonin vetolujuudesta, terästen tartuntaolosuhteista sekä tangon halkaisijasta. Tartuntalujuus saadaan laskettua kaavalla

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}, \quad (32)$$

jossa η_1 on tartuntaolosuhteista riippuva kerroin, η_2 raudoitteen halkaisijasta riippuva kerroin ja f_{ctd} betonin vetolujuuden mitoitusarvo. [9] Kertoimen η_1 arvona käytetään 1, mikäli voidaan osoittaa, että tartuntaolosuhteet ovat *hyvät* ja 0,7, mikäli tätä ei voida osoittaa. Liikenneviraston ohjeen mukaan ”*Hyvät tartuntaolosuhteet*” voidaan olettaa harjatangolla, mikäli jokin seuraavista ehdoista täyttyy:

- Tangon ja vaakasuunnan välinen kulma on vähintään 45-astetta
- Tanko on enintään 250 mm etäisyydellä rakenteen alapinnasta
- Tanko sijaitsee etäämpänä kuin 300 mm rakenteen yläpinnasta, kun rakenteen paksuus on vähintään 600 mm.

Koska tartunnat asennetaan käytännössä aina pystysuoraan, voidaan todeta ensimmäinen ehto täyttyneeksi ja tartuntaraudoitteen tartuntaolosuhteet hyviksi. [9]

Kerroin η_2 riippuu pelkästään raudoitteen halkaisijasta ja sen suuruus voidaan laskea kaavasta 32

$$\eta_2 = \frac{132-\phi}{100} \leq 1,0. \quad (33)$$

Laattojen vahventamisen tartunnoissa käytetään harvoin yli 32 mm halkaisijaltaan olevia teräksiä, joten tällöin η_2 saa arvon 1,0. Näin ollen tartuntalujuus voidaan hyvien tartuntaolosuhteiden vallitessa ja alle 32 mm harjatankojen tapauksessa määrittää kaavasta

$$f_{bd} = 2,25 \cdot f_{ctd}, \quad (34)$$

ja edelleen teräksen sallittu jännitys kaavasta

$$\sigma_{sd,max} = \min\left(\frac{9 \cdot l_{bd} \cdot f_{ctd}}{\phi}, f_{yd}\right). \quad (35)$$

Nyt kaavan 35 perusteella määritettyä teräksen sallittua jännitystä voidaan käyttää leikkausliitoksen mitoituksessa betoniteräksen mitoituslujuuden paikalla.

Teräksen tulee ankkuroitua sauman yli molempiin suuntiin, jotta voidaan olettaa teräksen ankkurointikestävyudeksi kaavan 35 mukainen jännitys. Pintalaatan korkeus on kuitenkin usein hyvin matala, joten betoniteräksen ankkurointi pintalaattaan kannattaa tehdä käyttämällä L:n muotoisia betoniteräksiä. Näin ollen ohut pintalaatta ei rajoita terästen sallittua jännitystä vaan se määritetään vanhaan rakenteeseen ankkuroitumisen perusteella.

Kuten aiemmin todettiin, hoikissa laattasilloissa vanhan rakenteeseen porattavan reiän pituus voi olla hyvin rajallinen liittimen vaadittavaan ankkurointipituuteen nähden. Tällöin liitokseen asennettavien tartuntojen määrää joudutaan kasvattamaan ja vanhaan rakenteeseen poraamaan lisää reikiä. Tällaisissa kohteissa erikoisliittimien / vaarnojen käyttö voi tulla tavallista betoniterästä halvemmaksi.

3.3.10 Väsyttävien kuormien huomiointi leikkausliitoksen mitoituksessa

Väsyminen tarkoittaa ilmiönä toistuvan kuormituksen ja jännitysvaihtelun aiheuttamaa rasiutusta rakenteelle. Rakenteeseen muodostuu ensin pieni särö ja mikäli kuormitus ja jännitysvaihtelu ovat tarpeeksi suuria, riittävän tiheällä kuormitusrytmillä saavutetaan rakenteen väsytykestävyys ja myöhemmin väsytyksmurto. [24]

Väsyminen on ilmiönä enemmän kriittinen teräsrakenteita mitoitettaessa. Betonirakenteilla tulee tarkastella 2 väsymisehtoa: betonirakenteen väsyminen ja betoniterästen väsyminen. Liikenneviraston ohjeessa on kuitenkin esitetty ehtoja, joiden täytyessä väsymistä ei ole tarpeen tarkastella tarkemmin. [9] Siltojen kantavuuslaskentaohjeessa todetaan myös, että mikäli betoni on hyvässä kunnossa, on sen väsytyismurto erittäin harvinainen. [6]

Vahvennettavan rakenteen kannalta väsymisilmiö vaikuttaa pintojen välisen leikkausliitoksen mitoitukseen. Model Code 2010:n mukaan väsymisilmiön vaikutusta pintojen väliseen leikkauskestävyyteen ei ole kokonaisvaltaisesti tutkittu. Ohjeen mukaan kuormien ollessa väsyttäviä hauraan/raudoittamattoman liitoksen lujuutta pienennetään 50 % ja raudoitetun/sitkeän liitoksen lujuutta redusoidaan kertoimille 0,4. Tarkemmalla väsymisilmiön tutkinnalla ja laskennalla redusoinnin vaikutusta voidaan pienentää. [12]

Eurokoodissa väsymisilmiön vaikutusta pintojen väliseen leikkauskestävyyteen ei ole käsitelty kovinkaan kattavasti. Kuorman ollessa dynaamista liitoksen kapasiteetin laskennassa olevaa redusointikerrointa c pienennetään 50 %. [14]

3.4 Vahventamisen vaikutus murtorajatilassa

Vahventamisella pyritään ensisijaisesti kasvattamaan ongelma-alueen kestävyyttä. Yleensä jatkuvan rakenteen kestävyysongelmaksi on havaittu välituen taivutuskestävyys rakenteen yläpinnassa. Jatkuvalle rakenteelle ongelmaksi voi muodostua myös rakenteen leikkaus- tai pilarimaisille tuille rakennetussa kannessa lävistyskestävyys.

3.4.1 Taivutuskestävyys

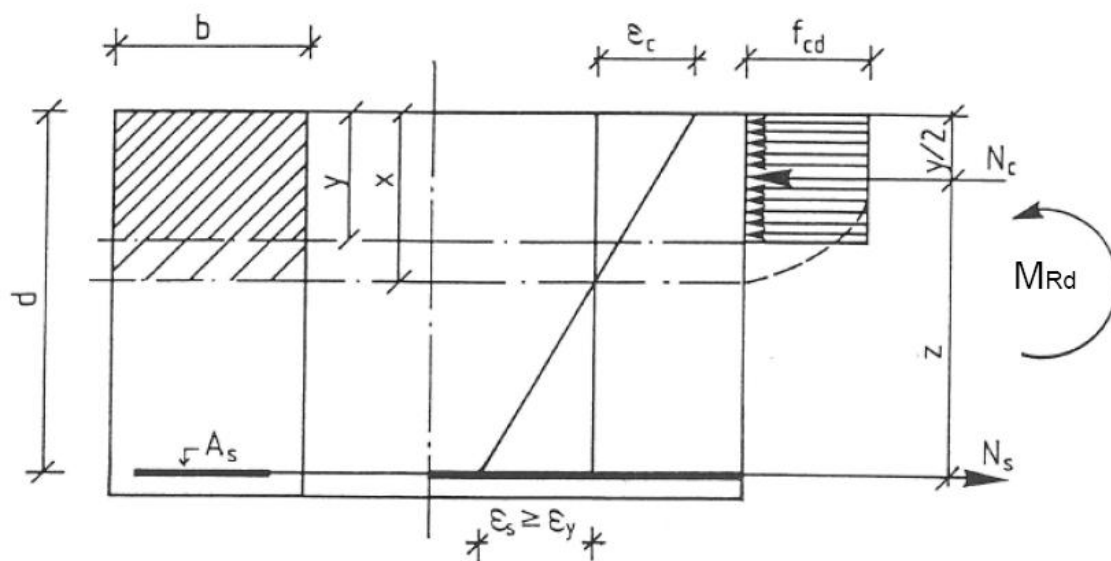
Pintavalulla saadaan samanaikaisesti korotettua taivutuskestävyyttä sekä tuki- että kenttäalueella. Menetelmä soveltuu kuitenkin parhaiten rakenteisiin, jossa kestävyysongelmat ovat tukialueella. Kenttäalueen taivutuskapasiteettia saadaan tehokkaammin kasvatettua esimerkiksi laatan pohjaan tehtävällä pintavalulla tai hiilikuituvahvikkeilla.

Pintavalu vahventamisessa kenttäpoikkileikkauksen taivutuskapasiteetin kasvaminen perustuu pelkästään rakenteen rakennekorkeuden kasvuun. Vastaavasti tukialueella taivutuskapasiteetin kasvaminen perustuu lisävalun tuomaan rakennekorkeuden kasvamiseen sekä lisävaluun asennettaviin betoniteräksiin. Pintavalun vahventava vaikutus saadaan kuitenkin käyttöön vasta valun jälkeisiä rasituksia tarkastellessa, koska valun aikaiset kuormitukset kuormittavat pelkästään vanhaa rakennetta.

Teräsbetonipoikkileikkaus mitoitetaan yleisesti plastisuusteorian mukaisesti niin, että betonin vetolujuutta ei huomioida ollenkaan. Poikkileikkauksen taivutusmitoituksessa tulee varmistua siitä, että murtotapa on *sitkeä* ja että kaikki murtumismekanismit huomioidaan mitoituksessa. [14] Sitkeään murtumismekanismiin päästään, kun murtumis-

mekanismi on rakenteen *vetomurtuminen*. Tällöin vetorauhoitus myötää ennen poikkileikkauksen lopullista murtumista. [14] Sitkeän murtotavan varmistaminen on esitetty venymien laskennan yhteydessä luvussa 3.6.5. Betonirakenteen mitoitus suoritetaan aina vetomurtoa vastaan ja mitoituksen yhteydessä varmistetaan, ettei äkillinen puristusrutto (betonin puristuspuolen murtuminen) ole mahdollista. [14]

Kuvassa 28 on havainnollistettu teräsbetonipoikkileikkauksen mitoituksen pääperiaatteena käytettävää sisäistä momenttiparia.



Kuva 28: Vetorauhoitetun teräsbetonipoikkileikkauksen toiminta [25]

Kuvassa betonipalkin yläpinta on puristettu korkeudella korkeudelta x ja korkeus y vastaavasti kuvaa tehollista puristuspuunnan korkeutta ($y = 0,8x$). [14] Nyt plastisuusteorian mukaisesti yläpuunnan puristusresultantin ja alapuunnan vetoresultantin tulee olla yhtä suuria poikkileikkaustasapainon säilyttämiseksi. Näin ollen poikkileikkauksen momentti-kestävyys voidaan määrittää seuraavilla kaavoilla

$$y = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} \quad (36)$$

$$M_{pl,Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right). \quad (37)$$

Kaavoissa käytetyt suureet on esitetty alla:

- A_s = vetorauhoituksen määrä
- f_{yd} = vetorauhoituksen mitoituslujuus
- b = poikkileikkauksen leveys
- f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
- d = vetoterästen painopisteen etäisyys puristetun betonin pintaan
- y = puristetun poikkileikkauksen korkeus

Poikkileikkauksen mitoituksessa ei yleensä huomioida puristusraudoituksen vaikutusta kestävyYTEEN. Sen huomioiminen pienentäisi puristetun alueen korkeutta ja kasvattaisi näin sisäistä momenttivartta ja samalla myös rakenteen momenttikestävyyttä.

Kun poikkileikkausta vahvennetaan, kasvaa rakennekorkeuden lisäksi myös poikkileikkauksen rauditusmäärä. Taivutuskestävyys lasketaan kaavojen 36 ja 37 mukaisesti. Nyt huomioidaan kuitenkin myös pintalaatan rauditus ja rakennekorkeus. Tällöin veto-raudoituksen painopiste tulee määrittää uuden ja vanhan rakenteen raudotteiden painopisteiden painotettuna keskiarvona. Vetoraudoituksen määrän kasvu kasvattaa myös puristuspinnan korkeutta.

Kaavoissa 38 ja 39 on esitetty vahvennetun poikkileikkauksen plastisuusteorian mukaisen taivutuskestävyyden laskenta.

$$y = \frac{(A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} \quad (38)$$

Kaavassa 38 A_{s1} kuvaa vanhan poikkileikkauksen yläpinnan ja A_{s2} uuden poikkileikkauksen yläpinnan raudoitusta. Vahvennetun rakenteen plastinen taivutuskestävyys saadaan nyt kaavasta

$$M_{pl,Rd} = (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right). \quad (39)$$

Kaavan 39 betonirakenteen tehollinen korkeus d määritetään betoniterästen yhdistetystä painopisteestä. Plastisen taivutuskestävyyden määrittämisessä tulee huomioida myös mahdollinen vanhojen ja uusien betoniterästen lujuusluokkaero. Vanhoissa silloissa on usein käytetty heikompaa (myötölujuus 400 MPa) betoniterästä, kun taas nykyään yleisimmin käytössä oleva betoniteräs on myötölujuudeltaan 500 MPa. [6]

Pintavalulla saadaan kasvatettua myös betonin kenttäpoikkileikkauksen taivutuskestävyttä. Kentässä taivutuskestävyyden kasvaminen perustuu poikkileikkauksen tehollisen korkeuden kasvamiseen. Näin ollen vahvennetun kenttäpoikkileikkauksen kestävyys voidaan laskea kaavoilla 36 ja 37 kun huomioidaan, että rakenteen tehollisena korkeutena d käytetään vahvennetun rakenteen tehollista korkeutta.

Kaavat 38 ja 39 perustuvat siihen olettamukseen, että vahvennetussa poikkileikkauksessa myös vanhan rakenteen yläpinnan teräkset myötäävät betonin murtohetkellä. [9] Tällöin poikkileikkauksen murtotapa on sitkeä ja vetokestävyys muodostuu vanhojen ja uusien terästen yhteisvaikutuksesta. Luvussa 3.4.4 on käsitelty tarkemmin poikkileikkauksen murtotavan määrittämistä

Vahvennetun rakenteen taivutusmitoitusta on vastaavasti käsitelty tarkemmin luvussa 6 esitetyissä rakennelaskelmissa. Vahventamisen vaikutusta poikkileikkauksen jännityksiin on käsitelty tarkemmin luvussa 3.7.1.

3.4.2 Leikkauskestävyys

Pintavalulla voidaan kasvattaa myös rakenteen leikkauskestävyyttä. Leikkauskestävyyden kannalta ongelmallisia alueita ovat usein tukialueet, joissa tuet ovat seinämäisiä. Laattasilloissa käytetään usein myös pilarimaisia tukia, jolloin leikkauskestävyyttä määräävämmäksi tekijäksi tulee rakenteen lävistyskestävyys. [3]

Leikkauskestävyyden laskentaa on käsitelty Eurokoodi 2:ssa ja Liikenneviraston ohjeessa NCCI2 kahdelle eri tapaukselle: leikkausraudoitettu poikkileikkaus ja leikkausraudoittamaton poikkileikkaus. Tässä yhteydessä käsitellään Liikenneviraston silloille suunnattuna leikkauskestävyyden laskentaohjetta. Uusien laattasiltojen suunnittelussa pyritään rakenteen rakennekorkeuden valinnalla varmistamaan, ettei leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys aiheuta ongelmia. Leikkausraudoituksen käyttämistä pyritään välttämään, koska sen lisääminen tuo yhden työvaiheen lisää, joka näkyy kansirakenteen kustannuksissa.

Leikkausraudoittamattoman poikkileikkauksen leikkauskestävyys voidaan laskea kaavasta [9]

$$V_{c0} = 0,3k(1 + 50\rho_1)f_{ctd}b_wd. \quad (40)$$

Kaavassa 40 b_w kuvaa poikkileikkauksen leveyttä ja d tehollista korkeutta. Muut termit voidaan ratkaista kaavoilla

$$\rho_1 = \min\left(\frac{A_{sl}}{b_wd}; 0,02\right) \quad (41)$$

$$k = \max(1,6 - d; 0,8). \quad (42)$$

Kaava 41 kuvaa poikkileikkauksen raudoitussuhdetta ja siinä oleva A_{sl} ankkuroidun vetoraudoituksen määrää kyseisessä poikkileikkauksessa. [9]

Jos rakenteen leikkauskestävyys ei leikkausraudoittamattomana ole riittävä ottamaan vastaan leikkausvoimaa, tulee rakenteeseen asentaa leikkausraudoitus. Leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskestävyys voidaan NCCI2 mukaisesti määrittää kaavalla

$$V_u = V_{Rd,s} + 0,8V_{Rd,c}. \quad (43)$$

Kaavassa 43 ensimmäinen termi kuvaa raudoitteiden ja jälkimmäinen termi betonin osuutta leikkauskestävyydestä. [9] Betonin ja terästen osuus kestävyyksistä voidaan määrittää kaavoilla

$$V_{Rd,c} = 0,5bd f_{ctd} \quad (44)$$

$$V_{Rd,s} = 0,9 \frac{A_{sv}}{s} f_{yd} d (\sin \alpha + \cos \alpha). \quad (45)$$

Kaavoissa 44 ja 45 A_{sv} kuvaa leikkausraudoitusta, s leikkausraudoituksen jakoväliä ja kulma α leikkausraudoituksen ja vaakatason välistä kulmaa. Yleensä leikkausraudoitus asennetaan pystysuoraan, jolloin kulma α arvona käytetään 90° .

Leikkauskestävyyden kasvattaminen perustuu pintavaluvahventamisessa raudoitussuhteen ja rakennekorkeuden kasvamiseen. Myös leikkauskestävyyttä saadaan pintavalulla kasvatettua tehokkaimmin välituella, koska tällöin rakennekorkeuden kasvun lisäksi myös vetoraudoituksen määrä ja näin ollen raudoitussuhde kasvavat. Vastaavasti päätytuella pintavalu kasvattaa rakennekorkeutta, mutta pienentää raudoitussuhdetta (vedetty raudoitus rakenteen alapinnassa). Raudoitussuhteella on kuitenkin huomattavasti tehollista korkeutta pienempi vaikutus leikkauskestävyyteen, joten myös päätytuen leikkauskestävyyttä voidaan kasvattaa melko tehokkaasti pintavalulla.

Vahvennetun rakenteen leikkauskestävyys voidaan määrittää lisäämällä vanhan rakenteen leikkauskestävyyteen uuden betoniosuuden leikkauskestävyys ilman vetoraudoitusta tai laskemalla koko uuden liittopoikkileikkauksen leikkauskestävyys. Vanhaan rakenteeseen tartuntateräksille tehtävien reikien vaikutus tulee tarvittaessa huomioida rakentamisanajan leikkauskestävyyden määrittämisessä yhteydessä. Lopullisessa tilanteessa oletetaan reikien olevan niin hyvin injektoituneita, ettei reikien vaikutusta ole yleensä tarvetta huomioida leikkausmitoituksessa.

Rakenteen kuormitushistorian huomioimiseen ei leikkausmitoituksen yhteydessä ole mitään yleistä ohjetta tällä hetkellä. Näin ollen leikkausmitoituksessa käytetään kuormituksena koko poikkileikkaukselle tulevaa murtorajatilaa kuormitusta. Vastaavasti poikkileikkauksena käytetään liittopoikkileikkausta, jonka muodostavat yhdessä pintavalu ja vanha rakenne. Leikkauskestävyyden määrittäminen ja kuormien huomioiminen on esitetty tarkemmin vahventamislaskelmissa luvussa 6.

Vanhaan laattaan asennettavat tartuntateräksiset toimitavat rakenteessa leikkausraudoituksen tavoin. Niiden käyttö perustuu kuitenkin nimenomaan betonipintojen välisen lujuuden parantamiseen, joten niiden hyödyntämistä leikkaukskapasiteetin laskennassa tulee välttää. Mikäli leikkauskestävyyttä kuitenkin päädytään hyödyntämään myös tartuntateräksiä leikkauskestävyyden laskennassa, tulee tartuntojen mitoituksessa huomioida erikseen leikkausvoiman vaatima lisäraudoitus. Lisäksi tässä tapauksessa tulee huolehtia siitä, että leikkausrautoina käytettävien tartuntaterästen ankkurointipituus on riittävä.

3.4.3 Lävistyskestävyys

Laattasilloilla leikkausta merkittävämmäksi rasitukseksi voi joskus tulla hoikan laatan lävistys. Lävistys aiheuttaa yleensä ongelmia etenkin tuilla, joissa käytetään pistemäisiä tukia esim. pilareita. [3] Tällöin tukivoima jakaantuu pienemmälle alueelle, jolloin pilari pyrkii lävistämään päällään olevan hoikan laatan.

Laatan lävistyskestävyys määritellään NCCI2 mukaisesti hyvin samaan tapaan, kuin leikkauskestävyys. [9] Lävistyskestävyys voidaan laskea kaavasta

$$V_c = k\beta(1 + 50\rho)udf_{ctd}. \quad (46)$$

Kaavan 46 termit määritellään NCCI2 mukaisesti kaavoilla

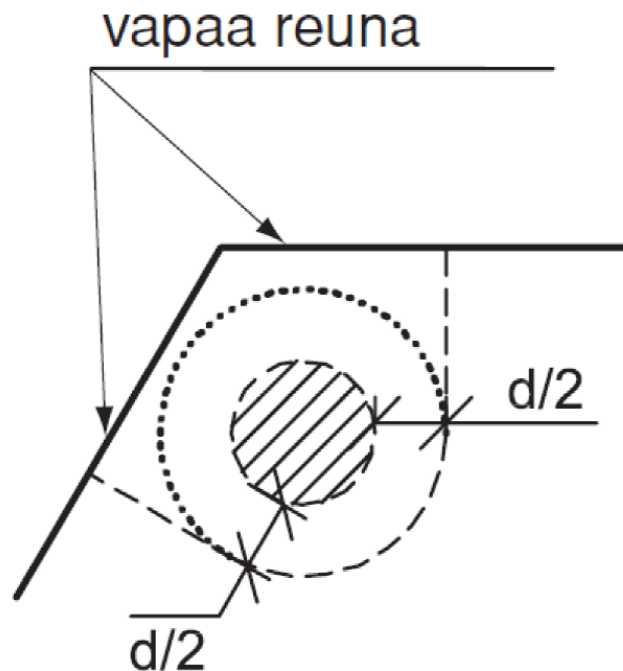
$$\beta = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}} \quad (47)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \quad (48)$$

$$k = \max(1,6 - d; 1,0). \quad (49)$$

Kaavoissa e kuvaa lävistävän voiman epäkeskisyyttä ja ρ_x sekä ρ_y poikkileikkauksen raudoitussuhteita sillan suunnassa ja sillan poikkisuunnassa. Lisäksi lävistysalueen pinta-ala A_u määritellään $0,5d$:n päässä tuelta rajoittavan leikkauksen pinta-alaksi. [9] Vastaavasti piiri u määritellään Liikenneviraston ohjeessa pienemmäksi seuraavista:

- Tuen reunalta etäisyydellä $0,5d$ olevan alueen piiri.
- Alla olevan kuvan 29 mukainen piiri (vapaan reunan lähellä). [9]



Kuva 29: Vapaan reunalla lähellä olevan lävistyvän alueen piiri [9, kuva 6.3]

Mikäli laattaan on asennettu leikkausraudoitus, huomioidaan sen vaikutus lävistyskestävyyteen kaavalla

$$V_u = \min(0,25V_c + V_s, 2V_u). \quad (50)$$

Kaavassa 50 ensimmäinen osa kuvaa betonirakenteen lävistyskestävyyttä, joka lasketaan kaavalla 46. Vastaavasti toinen osa kuvaa leikkausraudoituksen vaikutusta lävistyskestävyyteen, joka lasketaan NCCI2 mukaan kaavalla

$$V_s = A_{sv} f_{yd} \sin \alpha. \quad (51)$$

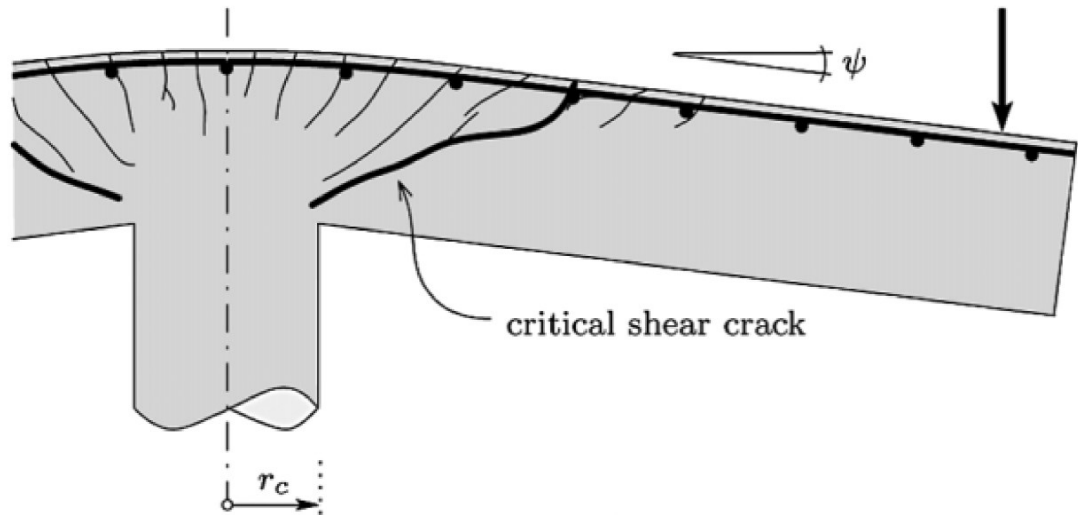
Kaavassa 51 A_{sv} on leikkausraudoitus lävistysalueella [mm^2] ja f_{yd} terästen lujuus, jonka maksimiarvoa rajoitetaan 300 MPa. Leikkausraudoituksen laskennassa voidaan huomioida raudoitukset, jotka ovat tuen reunasta $1,5d$:n päähän rajatun alueen sisäpuolella. [9]

Pintavalulla voidaan vaikuttaa myös rakenteen lävistyskestävyyteen. Lävistyskestävyys on yleensä ongelmallinen juuri välitukialueella, jossa pintavaluvahventamisen käyttö on tehokkaimmillaan. Kaavan 46 perusteella rakennekorkeuden kasvattaminen kasvattaa lävistyskestävyyttä merkittävästi. Välitukialueella voidaan kasvattaa myös vedettyjen betoniterästen määrää, jolloin myös raudoitussuhde 48 kasvaa.

Myöskään lävistysmitoituksessa ei tällä hetkellä ole ohjetta kuormitushistorian huomioimiseksi. Näin ollen lävistysmitoitus tehdään leikkausmitoituksen tapaan käyttämällä kuormana koko poikkileikkaukselle kohdistuvaa murtorajatilan kuormitusta. Vastaavasti kestävyys määritetään vanhan rakenteen ja pintalaatan muodostaman liittorakenteen lävistyskestävyytenä. Kestävyyden laskentaa on käsitelty tarkemmin luvun 6 rakenne-laskelmissa.

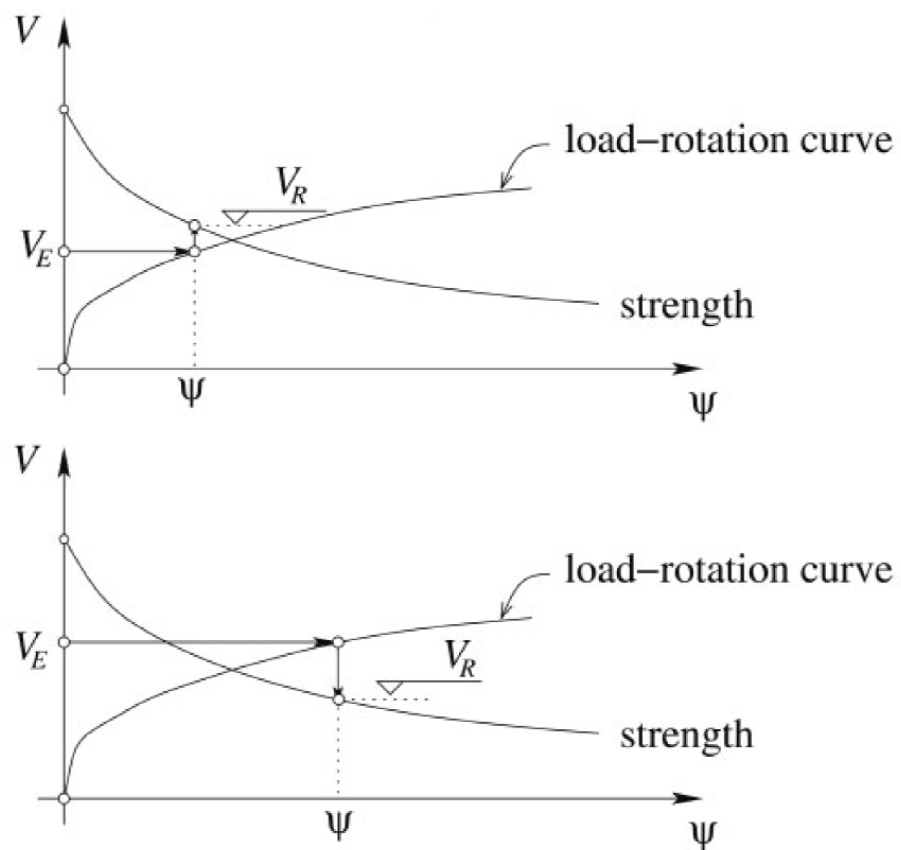
Vahvennetun rakenteen lävistyskestävyyden laskennassa tulee reikien vaikutus huomioida samalla tavalla kuin leikkauskestävyyden laskennassakin. Tartuntateräksille tehtävät reiät redusoivat poikkileikkauksen lävistyskestävyyttä, jolloin reikien määrää tukialueella tulisi rajoittaa mahdollisimman vähään. Vastaavasti leikkausvoiman ja tätä kautta myös leikkausvuon arvo on suurimmillaan tukialueilla, joka johtaa suuriin liittimääriin näillä alueilla. Reikien vaikutus tulee tarpeen mukaan huomioida leikkauskestävyyden laskennan tapaan valunaikaisessa tilanteessa. Lopullisessa tilanteessa oletetaan reikien olevan täysin injektoituneita, eikä reikien vaikutusta näin ollen yleensä ole tarpeen huomioida.

Model code 2010 mukainen lävistystarkastelu perustuu Critical shear crack theoryyn (CSCT). [26] MC2010:ssä todetaan, että laatan leikkaushalkeilun huomioimiseen sopiva parametri on laatan kiertymä tuella. Kuvassa 30 on havainnollistettu lävistysmurtoa tukialueella.



Kuva 30: Lävistysmurtumisen periaatekuva [26, kuva 1a]

Vastaavasti Model code 2010:n mukaista lävistysvoiman ja kiertymän välistä yhteyttä on havainnollistettu kuvassa 31



Kuva 31: Kuormituksen ja kiertymän välinen yhteys [26, kuvat 2 b ja c]

Näin ollen lävistyslujuus voidaan laskea kaavalla

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v. \quad (52)$$

Kaavassa 52 f_{ck} kuvaa betonin puristuslujuutta, γ_c betonin osavarmuuslukua, b_0 lävistyvän alueen piiriä (NCCI2:ssa ja EC2:ssa käytetään suuretta u) ja d_v lävistyvän laatan tehollista korkeutta. [26] Lävistyvän alueen piiri määritellään Model code 2010:ssä tuen reunalta $d_v/2$ asti ulottuvan alueen piiriksi. Termi k_{ψ} kuvaa laatan kiertymän ψ vaikutusta lävistyskestävyyteen. Kiertymän vaikutus voidaan määrittää kaavalla

$$k_{\psi} = \min\left(\frac{1}{1,5+0,9k_{dg}\psi d}; 0,6\right). \quad (53)$$

Kaavassa d kuvaa rakenteen tehollista korkeutta ($d=d_v$) ja ψ laatan kiertymää kuvan 30 mukaisesti. Termi k_{dg} riippuu betonin raekoosta ja voidaan laskea kaavalla

$$k_{dg} = \max\left(\frac{32}{16+d_g}; 0,75\right), \quad (54)$$

jossa d_g on käytetyn betonin maksimi raekoko. Laatan kiertymän määrittämistä on käsitelty tarkemmin Model Code 2010:ssä. [26]

Model code 2010:ssä on käsitelty myös leikkaus- ja lävistysraudoituksen kestävyiden huomioimiseksi laskelmissa. Raudituksen vaikutus kestävyteen huomioidaan täysimääräisenä kaavalla

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}, \quad (55)$$

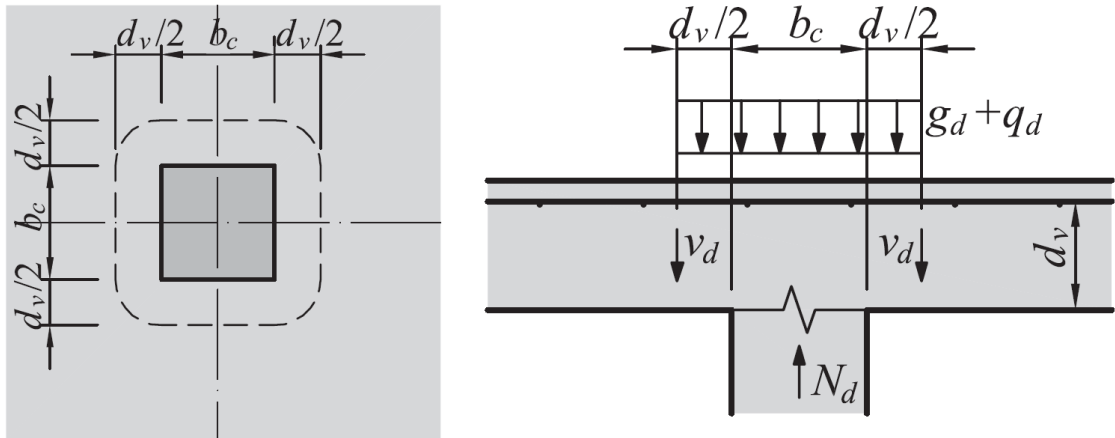
jossa $V_{Rd,c}$ on kaavan 52 mukainen betonin lävistyskestävyys ja $V_{Rd,s}$ leikkausraudoituksen lävistyskestävyys, joka voidaan laskea kaavalla

$$V_{Rd,s} = A_{sw} k_e \sigma_{sw} d. \quad (56)$$

Kaavassa 56 A_{sw} kuvaa leikkausraudoituksen alaa $0,35d - d$:n päässä tuen reunasta ja k_e epäkeskisyys, joka voidaan määrittää alla olevalla kaavalla

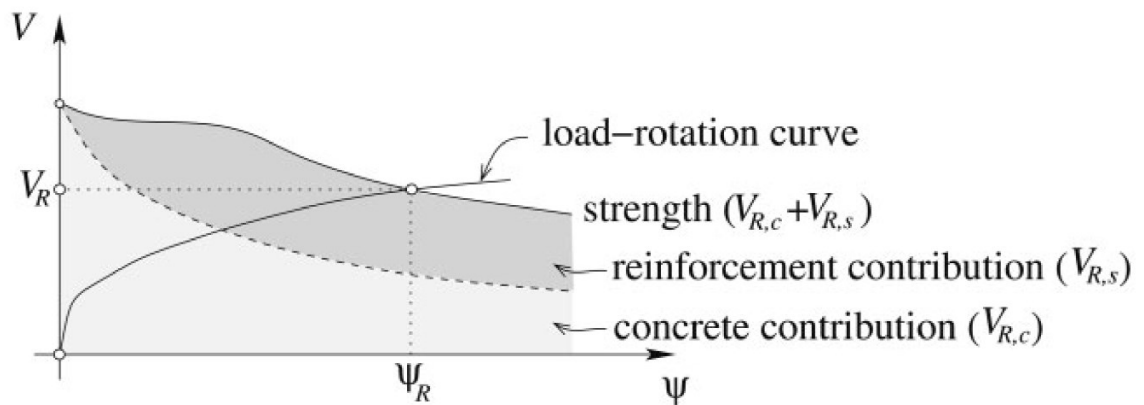
$$k_e = \frac{1}{1+e_u/b_u}. \quad (57)$$

Kaavassa e_u on NCCI2 mukainen kuormituksen epäkeskisyys ja b_u kuvan 32 mukaisen alueen piiri. [26]



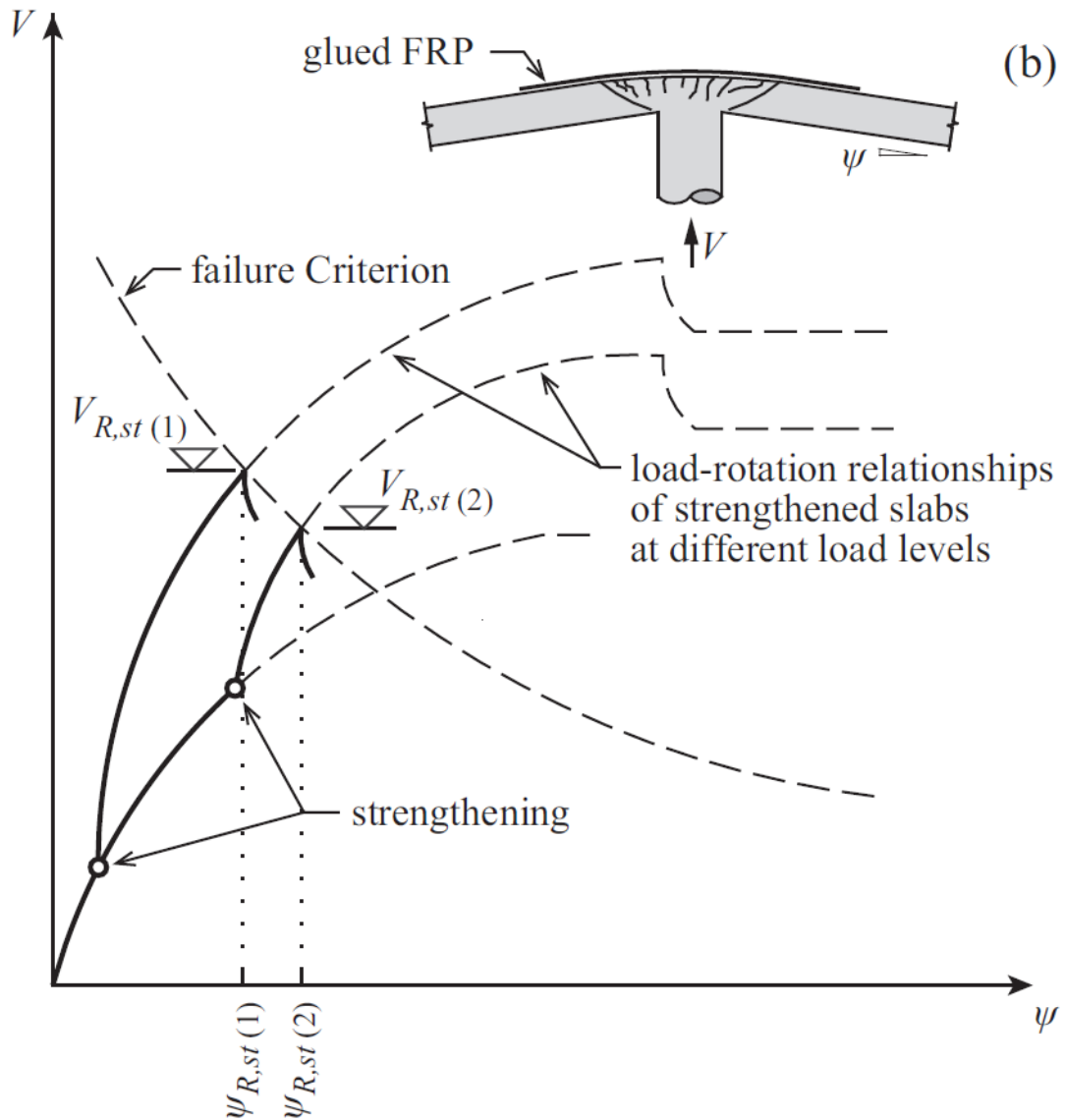
Kuva 32: Kuorman jakaantuminen lävistyvällä alueella [26, kuva 7]

Kaavassa 56 oleva σ_{swd} kuvaa leikkausraudoitteissa vaikuttavaa jännitystä halkeaman kohdalla. [26] Jännityksen laskentaa on käsitelty tarkemmin Model code 2010:ssä. Kuvas-
sa 30 on havainnollistettu leikkausraudoituksen vaikutusta lävistyskestävyyteen.



Kuva 33: Leikkausraudoitetun rakenteen lävistyskestävyyden muodostuminen [26 kuva 2e]

Model code 2010:ssä on käsitelty myös polymeerikuiduilla (FRP) vahvennetun poikki-
leikkauksen lävistysmitoitusta. [27] Vahventamisen vaikutus lävistyskestävyyteen kas-
vattaa rakenteen jäykkyyttä ja pienentää näin ollen kiertymää tukialueella. Näin ollen
kiertymän pienetessä myös lävistyskestävyys kasvaa. Vastaavaan vaikutukseen päästään
myös pintaluvahventamisella, jossa vanhan laatan päälle valettava pintalaatta kasvat-
taa liittorakenteen jäykkyyttä. [27] Vaikutusta on havainnollistettu kuvassa 34.



Kuva 34: Vahventamisen vaikutus lävistyskestävyyteen [27, kuva 2]

Kuvan 34 perusteella voidaan todeta, että vahventaminen vaikuttaa merkittävästi poikkeileikkauksen lävistysvoima/kiertymä-suhteeseen. Molemmista kuvaajista 1 ja 2 huomataan, että vahventamisen jälkeen vaaditaan suurempaa lävistysvoiman muutosta kiertymän kasvattamiseksi.

Kuvan perusteella voidaan myös tulkita, että lävistyskapasiteettia saadaan kasvatettua tehokkaimmin, kun vanhan rakenteen lävistyskuormitus on mahdollisimman pieni vahventamisvaiheessa. Mitä suurempi kiertymä rakenteessa on vahventamishetkellä, sitä pienempi hyöty vahventamisella saadaan.

Tässä työssä käsitellään tarkemmin vain Eurokoodi 2:n ja Liikenneviraston ohjeen NCCI2 mukaista lävistysmitoitusta. Edellä esitetty lävistysmitoitusmalli ei ole vielä virallisesti käytössä, joten sen tarkempi analysoiminen jätetään tässä työssä käsittelemättä. [26, 27]

3.4.4 Venymien huomioiminen

Poikkileikkauksen venymien laskennalla varmistetaan, että murtotapa on sitkeä. Murtotavan voidaan olettaa olevan sitkeä, mikäli betoniteräksiset myötäävät sillä hetkellä, kun betoni saavuttaa murtopuristuman. [9,14]

Venymien laskenta voidaan suorittaa vahventamattomalle betonirakenteelle luvussa 3.4.1 esitetyn kuvan 28 perusteella. Laskenta suoritetaan yhdenmuotoisista kolmioista geometriaa hyödyntäen. Kaavassa 58 on esitettynä yhdenmuotoisiin kolmioihin perustuva verranto

$$\frac{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_s}{d} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{x}, \quad (58)$$

jossa ε_{cu2} on betonin murtopuristuma, ε_s betonin murtopuristumaa vastaava betoniterästen venymä ja x betonin puristetun osuuden korkeus. Kun nyt ratkaistaan kaavasta teräsjännitys, saadaan yhtälö

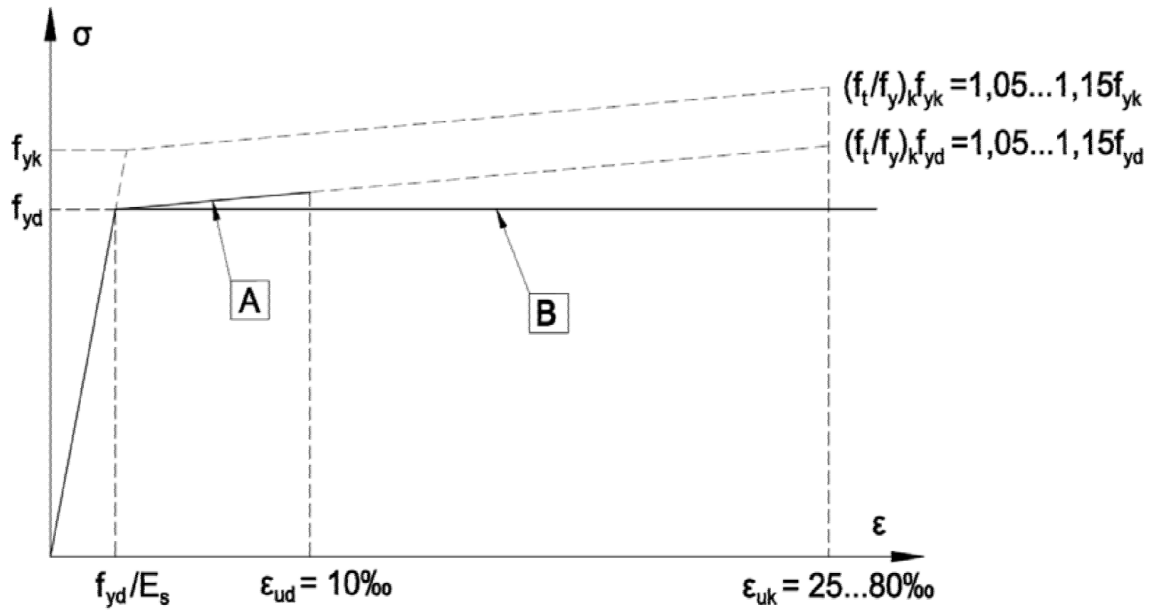
$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu2} \left(\frac{d}{x} - 1 \right). \quad (59)$$

Eurokoodissa 2 esitetään, että puristuslujuudeltaan $f_{ck} \leq 50$ MPa betonien tehollinen puristuslinta on $0,8x$. [11] Näin ollen kaava 59 voidaan kirjoittaa muotoon

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu2} \left(\frac{d}{0,8x} - 1 \right). \quad (60)$$

Yllä olevan kaavan perusteella ratkaistaan teräksissä vaikuttava venymä betonin murtotapaa. Betonin murtopuristuman arvona käytetään NCCI2 mukaista 3,5 ‰, kun betonin puristuslujuus $f_{ck} \leq 50$ MPa. Murtopuristuman laskentaa korkeammilla betonilujuuksilla on käsitelty lähdemateriaaleissa. [9]

Jotta poikkileikkauksen murtomekanismin voidaan olettaa olevan sitkeä, tulee teräksen myötää ennen betonin murtumista. Kuvassa 35 on esitettynä teräksen jännitys – venymäkäyttäytyminen kahdella eri tavalla A ja B. Siltojen suunnittelussa ohjeistetaan oletamaan betoniteräksen venymäkäyttäytyminen käyrän B mukaiseksi. [9]



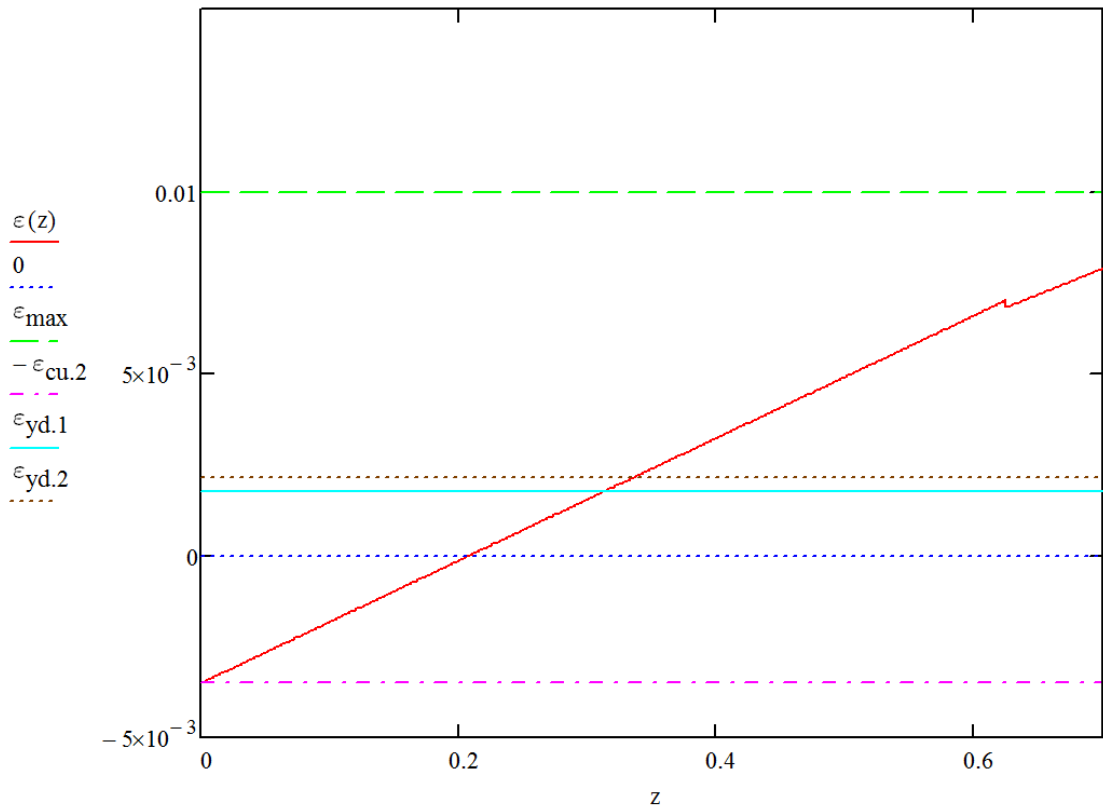
Kuva 35: Teräksen jännitys-venymäkuvaaja [9, kuva 3.1]

Näin ollen betoniteräksen venymän tulee betonin murtohetkellä olla välillä

$$\frac{f_{yd}}{E_s} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud}. \quad (61)$$

Kaavassa 61 alaraja-arvo on betoniteräksen myötövenymä ja yläraja-arvo ε_{ud} murtovenymä. Myötövenymän arvo lasketaan mitoituslujuuden ja kimmomoduulin välillä ja on yleisesti käytetylle B500B teräkselle $\sim 2,3 \text{ ‰}$. Kuten jo aiemmin todettiin, siltojen suunnittelussa venymäkäyttäytymisen oletetaan olevan käyrän B mukaista. Betoniteräksen murtovenymä rajoitetaan kuitenkin NCCI2:ssa 10 ‰ . [9]

Vahvennetussa betonirakenteessa tulee varmistua siitä, että sekä vanhat, että uudet pintaalaat asennetut betoniteräksset myötäävät ennen kuin betoni saavuttaa murtopuristumansa. Kuvassa 36 on havainnollistettu teoreettisen vahvennetun rakenteen venymäkuvaajaa hetkellä, jossa betoni saavuttaa murtopuristuman $3,5 \text{ ‰}$. Kuvassa vanhan rakenteen kuormitusaste vahventamishetkellä on melko korkea, mutta tällä tavoin hyppäys vanhan ja uuden laatan venymissä on selkeämmin havaittavissa kuvasta.



Kuva 36: Vahvennetun rakenteen venymäkuvaaja betonin murtohetkellä

Nyt kuvan 36 perusteella voidaan määrittää venymien laskenta vanhoille ja uusille teräksille. Vanhojen terästen venymä voidaan laskea aiemmin esitetyn kaavan 59 perusteella. Vastaavasti uusien pintalaattaan asennettavien terästen venymä voidaan laskea yhdenmuotoisista kolmioista kaavalla

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu2} \left(\frac{d_2}{x_2} - 1 \right) - \varepsilon_{s1,0}. \quad (62)$$

Kaavassa 62 d_2 kuvaa vahvennetun rakenteen tehollista korkeutta ja x_2 vahvennetun rakenteen puristetun alueen korkeutta. Vastaavasti $\varepsilon_{s1,0}$ kuvaa rakenteen vanhan yläpinnan terästen venymää ennen vahventamista. Nyt saatujen vanhojen ja uusien betoniterästen teräsjännitysten perusteella voidaan määrittää, onko murtotapa sitkeä vai hauras. Pintalaatan korkeus ja teräsmäärä tulee valita niin, että päädytään sitkeään murtotapaan. Sitkeyden määrittäminen tarkastetaan vertaamalla venymiä kaavan 61 mukaisiin raja-arvoihin. [9] Venymien tarkastelussa tulee huomioda se, että vanhat teräset kuuluvat usein lujuusluokkaan A400HW ja uudet teräset lujuusluokkaan B500B, joten niiden myötövenymän arvo on keskenään eri.

Yllä olevasta kuvasta voidaan tulkita, että molempien betoniterästen venymä betonin murtohetkellä on myötörajan ja 10 % välissä, joten poikkileikkauksen murtotapa on sitkeä.

Rakenteen kenttäalueen venymien tarkastelu voidaan vahventamisen jälkeen suorittaa tavanomaisen teräsbetonirakenteen mukaisesti. Tällöin huomioidaan uusien kuormitusten lisäksi myös rakennekorkeuden muutos.

Venymien tarkastelua on käyty tarkemmin läpi luvun 6 rakennelaskelmissa.

3.5 Vahventamisen vaikutus käyttörajatilassa

Siltojen päällysrakenteiden osalta käyttörajatilassa tarkastellaan betonin ja betoniterästen jännityksiä, betonin halkeilua ja rakenteen taipumaa. Vahventamisella pyritään yleensä kasvattamaan murtorajatilaa kestävyksiä, kun taas esimerkiksi sallitun halkeamaleveysrajan ylittyminen ei välttämättä johda vielä vahventamistoimenpiteisiin. [6] Vahventamisella saadaan kuitenkin usein kasvatettua myös käyttörajatilan kapasiteetteja.

Käyttörajatilan tarkastelujen tekeminen on vahventamiskohteissa ollut melko vaihtelevaa. Luvussa 4 esitettyjen esimerkkisiltojen laskelmista on havaittu, että kantavuustarkasteluissa sekä vahventamisessa keskitytään yleensä pelkästään murtorajatilan tarkasteluihin. Siltojen kantavuuslaskentaohjeessa esitetään, ettei kantavuuslaskennassa ole tarpeen tarkastella pitkäaikaista kuormitusyhdistelyä ja sen vaikutuksia. Kantavuuslaskentaohjeessa annetaan myös mahdollisuus käyttää korkeampia sallittuja halkeamalevyksiä, mikäli tilaajan kanssa yhteistyössä näin sovitaan. [6]

Vahventamiskohteissa ei ole selkeää ohjeistusta siitä, sovelletaanko kohteessa Liikenneviraston uusien siltojen suunnitteluohjeita vai Kantavuuslaskentaohjetta. Tämä ratkaistaan usein tilaajan toiveiden mukaisesti. Rakenteiden mitoitus on kuitenkin suotavaa tehdä ohjeen NCCI2 mukaisesti. Kuitenkin joissain pienemmissä kohteissa voidaan osaa käyttörajatilan rajoituksista löyhentää vastaamaan kantavuuslaskennan rajoja kun varmistutaan siitä, että vahventamisen jälkeen vaadittu käyttöikä saavutetaan tästä huolimatta.

3.5.1 Jännitykset

Vahventamisella on merkittävä vaikutus rakenteen sisäisiin jännityksiin ja niiden jakaantumiseen. Kuten jo aiemmin luvussa 3.2 esitettiin, vahventamisen jälkeen jännitysten laskennassa tulee huomioida myös rakenteen kuormitushistoria. Ennen betonin kovettumista kuormat kohdistuvat pelkälle vanhalle laatalle, kun taas rakennetta valun jälkeen kuormittavat kuormat kohdistuvat vanhan ja uuden rakenteen muodostamalle liittorakenteelle.

Kuormitushistoria huomioidaan määrittämällä jännitys jakauma erikseen eri vaiheen kuormituksille kaavojen 63 ja 64 mukaisesti

$$\sigma_{bend}(z) = \frac{M_y}{I_z}(z - z_0) \quad (63)$$

$$\sigma_{axial} = \frac{N}{A}. \quad (64)$$

Kaava 63 kuvaa taivutusrasituksen aiheuttamaa jännitystä ja siinä esitetty M_y kuvaa taivutusrasitusta, I_z poikkileikkauksen neliömomenttia ja z_0 poikkileikkauksen painopistettä. Taivutuksesta muodostuu näin ollen poikkileikkauksen toiselle reunalle puristus ja toiselle reunalle vetorasitus. Vastaavasti kaava 64 kuvaa normaalivoiman aiheuttamaa rasitusta poikkileikkaukselle ja siinä N kuvaa poikkileikkausta rasittavaa normaalivoimaa ja A poikkileikkauksen alaa. [19] Normaalivoiman aiheuttama puristus- tai vetorasitus on vakio koko poikkileikkauksen korkeudella. Pääosin poikkileikkausta rasittaa taivutusrasitus, joka aiheutuu ulkoisten kuormien sekä rakenteen oman painon vaikutuksesta. Lisäksi vahventamisen yhteydessä pintalaatan kutistuma aiheuttaa rakenteelle normaalijännityksen.

Ennen vahventamista vanhan laatan jännitykset koostuvat taivutusmomentin aiheuttamasta jännitysjakaumasta. Jännitysten yhdistelyssä tulee huomioida kuormien pitkäaikaisuus, rakenteen halkeilu sekä teräksen ja betonin kimmokertoimien välinen ero.

Kuormien pitkäaikaisuus huomioidaan käyttämällä betonin kimmokertoimen viruneen betonin kimmokerrointa kimmokertoimen ominaisarvon sijaan. Viruneen betonin jäykkyys on näin ollen pienempi kuin juuri täyden lujuuden saavuttaneen betonin. Liikenneviraston teräs- ja liittosiltojen suunnitteluohjeessa kuormien jakaantumisesta betoniteräksen ja betonin välissä huomioidaan korottamalla teräksen jännityksiä kimmokertoimien suhteessa. Lyhytaikaisille kuormituksille suositellaan käytettäväksi kerrointa $n_0=6$ ja pitkäaikaisille kuormituksille $n_L=18$. [15] Betonisiltojen suunnitteluohjeessa tätä yksinkertaistusta ei mainita, vaan kuormitusten jakaantumisen yhteydessä tulee käyttää todellisia kimmokertoimia, jolloin kertoimet saadaan laskettua kaavoista [9]

$$n_0 = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (65)$$

$$n_L = \frac{E_s}{E_{cp}}. \quad (66)$$

Kaavoissa 65 ja 66 E_s kuvaa betoniterästen kimmokerrointa, E_{cm} betonin lyhytaikaista kimmokerrointa ja E_{cp} betonin pitkäaikaista kimmokerrointa, jonka laskennassa on huomioitu myös betonin viruma. [9] Kimmokertoimen määrittäminen on esitetty luvussa 3.3.1.

Rakenteen tukialueen halkeilu vaikuttaa myös jännitysten jakaantumiseen poikkileikkauksen sisällä. Vahventamattomassa poikkileikkauksessa halkeilu voidaan huomioida käyttämällä tukialueen poikkileikkauksen neliömomentin laskentaan luvussa 3.4 esitet-

tyjä menetelmiä. Tarkan laskentamenetelmän käyttämistä on esitelty luvun 6 laskelmissa.

Tukialueen halkeilu näkyy rasituksissa mitoittavan momentin pienenemisellä, kun osa momentista siirtyy kenttäalueelle. Vastaavasti jännitysten laskennassa rakenteen halkeilu pienentää poikkileikkauksen neliömomenttia ja tällöin kasvattaa poikkileikkauksen sisäisiä jännityksiä kaavan 63 mukaisesti.

Vahventamisen jälkeen vanha rakenne on tukialueella osittain halkeillut ja uusi pintalaatta halkeilematon. Kun uutta liittorakennetta kuormitetaan, halkeaa myös pintalaatta tuella ja liittorakenteen jäykkyys pienenee jälleen. Näin ollen myös vahvennetussa rakenteessa tukialueen poikkileikkaussuureet tulee määrittää uudelleen halkeilleen liittopoikkileikkauksen mukaisesti. Myös tässä tapauksessa voidaan hyödyntää edellisessä kappaleessa esitettyjä menetelmiä halkeilun huomioimiseksi.

Teräsbetonipoikkileikkauksen kuormittaminen toistuvasti suurella jännityksellä aiheuttaa jännityksen suuntaista halkeilua, mikrohalkeamia ja viruman kasvamista. [14] Tästä syystä jännityksiä on päätetty rajoittaa kunkin maan kansallisten ohjeiden mukaisesti. Suomessa teräsbetonirakenteiden betonin puristusjännityksen maksimiarvo käyttörajatilan ominaisyhdistelyllä on $0,6f_{ck}$. Vastaavasti betoniterästen sallituksi jännitykseksi on Suomessa määritetty $0,8f_{yk}$. [9] Lisäksi Eurokoodi 2:ssa on todettu, että mikäli betonin viruman oletetaan olevan lineaarista, tulee betonin pitkäaikaisen puristusjännityksen olla pienempää kuin $0,45f_{ck}$. [14] Jännitysrajat ja niiden soveltaminen on määritetty lisäksi erikseen jännitetyille betonirakenteille. Niiden tarkastelua ei kuitenkaan tässä työssä käydä tarkemmin läpi.

3.5.2 Halkeilu

Käyttörajatilassa tarkastellaan sallittujen jännitysten lisäksi myös betoniin muodostuvien halkeamien leveyttä. Halkeamaleveyden rajoittamiselle pyritään parantamaan betonin pitkäaikaiskestävyyttä ja pidentämään näin ollen rakenteen käyttöikää. Sallitut halkeamaleveydet ovat usein määräävä tekijä teräsbetonisiltojen mitoituksessa. Liikenneviraston ohjeessa NCCI2 on esitettyinä sallitut halkeamaleveydet, kun uudelle sillalle tavoitellaan sadan vuoden käyttöikää. Teräsbetonirakenteen sallitut halkeamaleveydet on esitetty taulukossa 11.

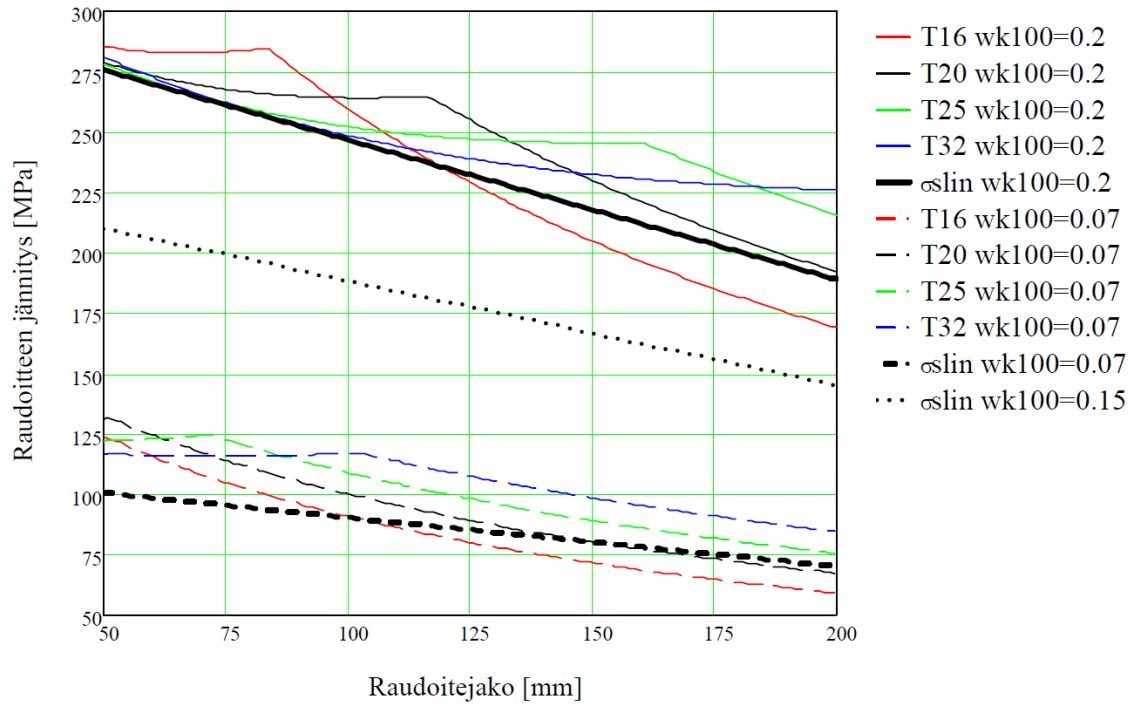
Taulukko 11: Sallitut halkeamaleveydet uusien betonisiltojen suunnittelussa

Rasitusluokka	Raudoitettut ja tartunnattomilla jänteillä jännitetyt rakenneosat	
	Tavallinen kuormitusyhdistely	Pitkäaikainen kuormitusyhdistely
X0, XC1	-	0,3
XD1, XC2, XC3, XC4, XS1	0,2	0,15
XD2, XD3, XS2, XS3	0,15	0,1

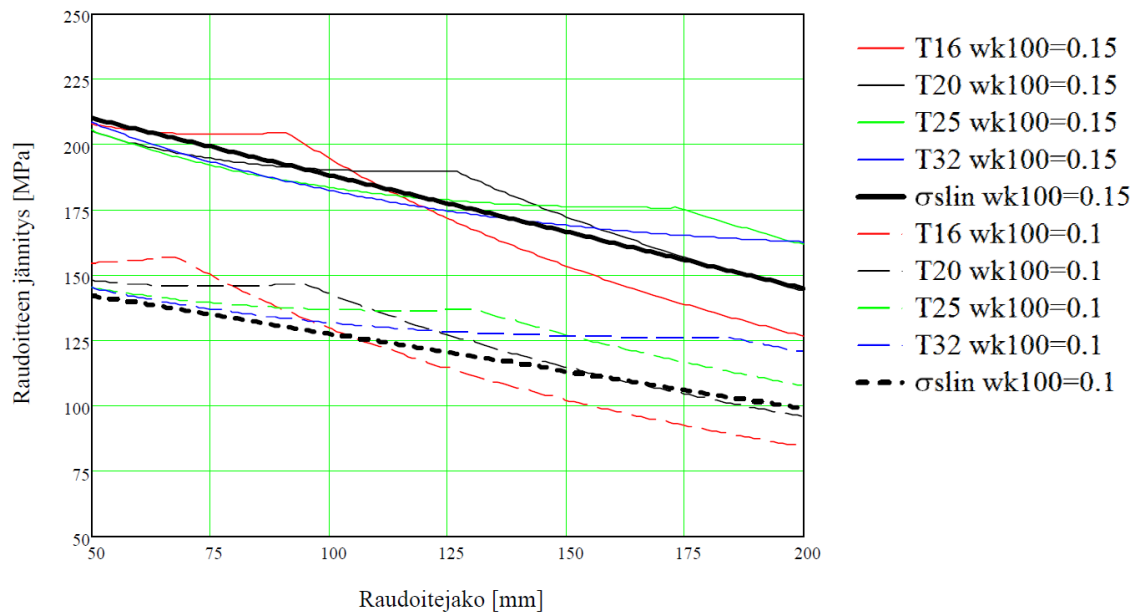
Taulukossa 1 esitetyt sallitut halkeamaleveydet ovat millimetreissä. Rakenteen rasitusluokat määritetään NCCI2 taulukoiden 4.1 – 4.3. mukaan. [9]

Vanhojen siltojen kantavuuksia tarkastellessa voidaan kantavuuslaskentaohjeen mukaan sallia ajoneuvoasetuksen mukaisille kuormille 0,35 mm halkeamaleveys tavallisella kuormitusyhdistelyllä. [6] Pitkäaikaiselle halkeamaleveydelle ei tällöin ole asetettu raja-arvoa. Vanhojen siltojen kantavuuslaskennoissa voidaan myös tilaajan kanssa yhteistyössä sopia käytettävän korkeampia raja-arvoja, mikäli sillan kantavuus on murtorajatilassa riittävä, eikä sillan käyttöiässä koeta merkittävää lyhenemistä korotuksen myötä. [6]

Halkeamaleveyksien laskentaan on esitetty Eurokoodissa ja Liikenneviraston soveltamisohjeessa kaksi vaihtoehtoista tapaa: laskennallinen mitoitus ja taulukkomitoitus. Taulukkomitoituksessa terästen sallittu jännitys arvioidaan taulukosta raudoituksen ja sallitun halkeamaleveyden perusteella. Liikenneviraston ohjeen NCCI2 mukaiset mitoitustaulukot on esitetty kuvissa 37 ja 38. [9, 14]



Kuva 37: Halkeamaleveyden taulukkomitoitus tavalliselle yhdistelylle [9, kuva 7.1]



Kuva 38: Halkeamaleveyden taulukkomitoitus pitkäaikaiselle yhdistelylle [9, kuva 7.2]

Laskennallisessa menetelmässä halkeamaleveys vastaavasti lasketaan tarkasti. Myös halkeamaleveyden tarkassa laskennassa hyödynnetään luvussa 3.7.1. esitettyä teräsjän- nitysten laskentaa, jonka perusteella määritetään halkeamaleveydet. [9, 14] Halkeama- leveyksien määrittäminen ei muuten eroa tavanomaisen teräsbetonipoikkileikkauksien hal- keamalaskennasta. Laskennallinen määrittäminen on esitetty luvun 6 vahventamislaskelmissa.

Halkeamien rajoittaminen perustuu aiemmin mainittuun rakenteen riittävän säilyvyyden saavuttamiseen, joten vahvennetun rakenteen kannalta kriittiset pisteet halkeamaleveyksien suhteen ovat vanhan rakenteen alapinnan teräksissä ja pintalaattaan asennettavissa teräksissä. Vanhan rakenteen yläpinta jää pintalaatan alle peittoon, eikä sen halkeilu näin ollen aiheuta ongelmia rakenteen säilyvyyden kannalta. Sallitut halkeamaleveydet on määritetty 100 vuoden käyttöikätaivoitteelle. [9] Koska vahventamiskohteissa tavoitellaan harvemmin 100 vuoden käyttöikää, on perusteltua tarkastella sallittuja halkeamaleveyksiä tapauskohtaisesti.

4. VAHVENNETTUIJEN ESIMERKKIKOHTEIDEN ESITTELY

4.1 Saikun Sillan kantavuuslaskenta ja vahventaminen

4.1.1 Kohteen yleistiedot

Saikun silta on 3-aukkoinen teräsbetonin laattasilta, joka sijaitsee valtatie 11, Loimaalla. Sillan kantavuustarkastelussa esitetyt tiedot on otettu lähteen kantavuus- ja vahventamislaskelmista. [28] Sillan ominaistiedot on esitettyä alla:

Siltatyyppe	Teräsbetoninen jatkuva laattasilta
HL (korjauksen jälkeen)	11,38 m
Sillan jännemitat	13,25 + 17,50 + 13,25 m
Sillan kokonaispituus	54,60 m
Vinous	15°
Valmistumisvuosi	1962
Suunnittelukuormitus	AI/3, 14 t akseli- ja nauhakuorma 2,4...1,2 t/m
Vahventamisvuosi	2013

Materiaalit:

Betoni:	C35/45	$f_{cd} = 22,04 \text{ MPa}$
Vanha betoniteräs:	A400H	$f_{yd} = 363 \text{ MPa}$
Uusi betoniteräs:	A500HW	$f_{yd} = 454 \text{ MPa}$

Sillan vanhan päällysrakenne on poikkisuunnassa kaksoiskalteva. Päällysrakenteen korkeus vaihtelee kentässä välillä 560 - 670 mm. Lisäksi sillan päällysrakenteen korkeus muuttuu myös sillan pituussuunnassa niin, että tukipoikkileikkauksen korkeus on 1180 mm.

Sillan vahventamisen yhteydessä uusitaan myös sillan reunapalkki sekä toisella puolella oleva reunauloke. [28] Sillan poikkileikkaus on esitetty liitteessä 3.

4.1.2 Mitoituskuormat ja rakennemalli

Sillan vanhan päällysrakenteen mitoituskuorma koostuu rakenteiden omista painoista sekä liikennekuormista. Päällysrakenteen oma paino on määritetty laatan todellisen poikkileikkauksen mukaan, kun betonin tilavuuspainona on käytetty $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

Tämän lisäksi pysyvänä kuormana on käytetty pintarakenteiden omaa painoa, jonka arvona on käytetty $6,25 \text{ kN/m}^2$.

Muuttuvina kuormituksina on käytetty kantavuuslaskentaohjeen mukaisia liikennekuormituskaavioita. Kaavioista on valittu 5 merkittävintä ja ne on sijoitettu sillalle kantavuuslaskentaohjeen mukaisesti. Valitut kuormituskaaviot ovat Y-10, T-7, T-4, K-4 ja N-5. Kuormituskaavioiden vaikutuksia on tarkasteltu itsenäisesti, sekä ajoneuvoasetuksen mukaisten AA (60 tn), AA (76 tn) ja erikoiskuljetuskaavion mukaisesti. Kuormituskaaviot on ja kuormat on esitelty tämän työn liitteessä 1. [28]

Vahvennetun rakenteen kuormituksiin on huomioitu edellisten lisäksi lisävalun aiheuttama lisäkuorma sekä lisävalun kutistuman aiheuttama kutistumaero vanhan ja uuden rakenteen välillä. Kutistumaero on huomioitu myös uusittujen reunapalkin ja – ulokkeen ja kansilaatan välisissä liitoksissa.

Sillasta on tehty rakennemalli LUSAS-ohjelmistolla. Kannen mallintamiseen on käytetty laattaelementtejä, joiden koko on $0,5 \times 0,5 \text{ m}$. Kannen poikkileikkaus on mallinnettu poikkisuunnassaan todellisen vahvennetun poikkileikkauksen mukaisesti. Pituussuunnassaan poikkileikkauksen paksuuden muutos on huomioitu käyttämällä tukialueilla paksunnettua poikkileikkausta. [28]

4.1.3 Kantavuuslaskennan tulokset

Rakenteen kantavuuslaskenta tehtiin vanhan rakenteen kuormituksille ja kantavuuksille. Liikennekuormina käytettiin luvussa 4.1.2 esitettyjä kantavuuslaskentaohjeen mukaisia ajoneuvokuormia. [6] Ajoneuvokuormien tavoiteakselipainot on esitettyinä taulukossa 12.

Taulukko 12: Saikun sillan liikennekuormien tavoiteakselipainot

Ajoneuvokuorma	Y10	T7	T4	K4	N5
Tavoiteakselipaino [kN]	130	140	150	150	140

Pysyvät kuormat sekä taulukon 12 kuormat on yhdistelty kantavuuslaskentaohjeen [6] mukaisesti. Taulukoihin 13 - 15 on koottuna eri kuormitusten aiheuttamat taivutusrasitukset sillan eri osissa.

Taulukko 13: Taivutusrasitukset tukialueella eri kuormituksille

Tuki	g	AA _{ysn}	AA _{EK}	Y10	T7	T4	K4	N5
Tavoite [kN]				130	140	150	150	140
Mk [kNm]	660	393	149	582	590	625	418	479

Taulukko 14: Taivutusrasitukset reunakentässä eri kuormituksille

Reunakenttä	g	AA _{yksin}	AA _{EK}	Y10	T7	T4	K4	N5
Tavoite [kN]				130	140	150	150	140
Mk [kNm]	209	173	85	300	331	295	295	264

Taulukko 15: Taivutusrasitukset keskikentässä eri kuormitukselle

Keskikenttä	g	AA _{yksin}	AA _{EK}	Y10	T7	T4	K4	N5
Tavoite [kN]				130	140	150	150	140
Mk [kNm]	221	170	79	278	303	245	255	255

Taulukoiden 13-15 mukaiset rasitukset on yhdistelty kantavuuslaskentaohjeen mukaisesti. [6]

Taulukko 16: Määräävät mitoituskuormat eri poikkileikkauksissa

	M _{ULS,max} [kNm]	M _{SLsb,max} [kNm]	M _{SLsc,max} [kNm]
Välituella	1735	1053	778
Reunakentässä	759	382	261
Keskikentässä	731	391	272

Vastaavasti taulukossa 17 on esitetty rakenteen murtorajatilan kestävyys ja käyttöaste eri poikkileikkauksissa.

Taulukko 17: Kantavuuslaskennan tulokset

	M _{ULS,max} [kNm]	M _{b,Rd} [kNm]	Käyttöaste [%]
Välituella	1735	1154	150
Reunakentässä	759	579	131
Keskikentässä	731	579	126

Taulukon 17 perusteella on todettu, ettei vanhan päällysrakenteen kantavuus ole riittävä, jotta aiemmin asetetut tavoiteakselipainot saavutettaisiin.

Rakenteen kestävyudessa on havaittu puutteita pääosin taivutuskapasiteetissa. Myös välituen leikkauskestävyydessä on havaittu puutteita. Määrävimmäksi erikoiskuljetuskaavioksi on havaittu kaikissa poikkileikkauksissa kaavio T7. Kantavuuden kannalta määrävimmäksi poikkileikkaukseksi on havaittu välituen taivutuskestävyys. [28]

4.1.4 Sillan vahventaminen

Sillan vahventamisessa välituen taivutuskapasiteettia on pyritty kasvattamaan pintalaataan asennettavilla vetoteräksillä. Samalla poikkileikkauksen tehollisen korkeuden kasvattaminen lisää kannen taivutuskapasiteettia kenttäalueilla.

Pintalaatan paksuudeksi on valittu 140 mm ja se on huomioitu rakennekorkeuden muutoksessa täysimääräisenä. Pintalaatan pituussuuntaiseksi teräksiksi on valittu T20 k150. Vastaavasti poikkisuuntaan rakenteeseen on asennettu T16 k150 rauditus. Uuden poikkileikkauksen taivutuskestävyyden laskennassa on huomioitu rakennekorkeuden muutos kenttäalueilla ja rakennekorkeuden muutos sekä pituussuuntaiset lisäteräkset tukialueilla. Taulukossa 18 on esitettyä taivutuskestävyyden muutos ja vahvennetun rakenteen kestävyys murtorajatilassa. [28]

Taulukko 18: Vahvennetun rakenteen murtorajatilalla taivutusmitoituksen tulokset

	$M_{b,Rd}$ [kNm]	$M_{b,Rd,vahv}$ [kNm]	Δ [%]	$M_{ULS,max}$ [kNm]	Käyttöaste [%]
Välituella	1154	1880	63	1735	92
Reunakentässä	579	740	28	759	103
Keskikentässä	579	740	28	731	99

Taulukon 18 perusteella voidaan todeta, että pintalaatalla saadaan kasvatettua rakenteen taivutuskestävyyttä merkittävästi etenkin tukialueella, jossa taivutuskestävyyttä kasvatettiin tässä tapauksessa 63 %. Rakennekorkeuden kasvattaminen kenttäalueilla kasvattaa taivutuskapasiteettia 28 %. [28]

Rakenteen kestävyyttä on tarkasteltu vahventamisen yhteydessä myös käyttörajatilassa. Laskelmissa on tarkasteltu kannen betonin halkeamaleveyksiä sekä betoniterästen jännityksiä. Taulukoissa 19 ja 20 on esitettyä vahvennetun rakenteen halkeamaleveyksien tarkastelun tulokset.

Taulukko 19: Vahvennetun rakenteen lyhytaikaisen halkeamamitoituksen tulokset

	$M_{k,lyhyt}$ [kNm]	$W_{k,sall}$ [mm]	$\sigma_{k,teräs}$ [MPa]	$W_{k,lyhyt}$ [mm]	Käyttöaste [%]
Välituella	1053	0,229	202	0,205	90
Kentässä	391	0,229	198	0,098	43

Taulukko 20: Vahvennetun rakenteen pitkäaikaisen halkeamamitoituksen tulokset

	$M_{k,pitkä}$ [kNm]	$W_{k,sall}$ [mm]	$\sigma_{k,teräs}$ [MPa]	$W_{k,pitkä}$ [mm]	Käyttöaste [%]
Välituella	778	0,16	149	0,157	98
Kentässä	272	0,16	137	0,076	48

Taulukoiden 19 ja 20 perusteella voidaan olettaa, ettei vanhan rakenteen olisi täyttänyt myöskään käyttörajan halkeamaleveysvaatimuksia. Vahvennetun rakenteen osalta käyttöaste määräytyy pitkäaikaisen halkeamaleveyden perusteella ja määrävimmäksi poikkileikkaukseksi on saatu välituki, jossa käyttöaste on 98 %. [28]

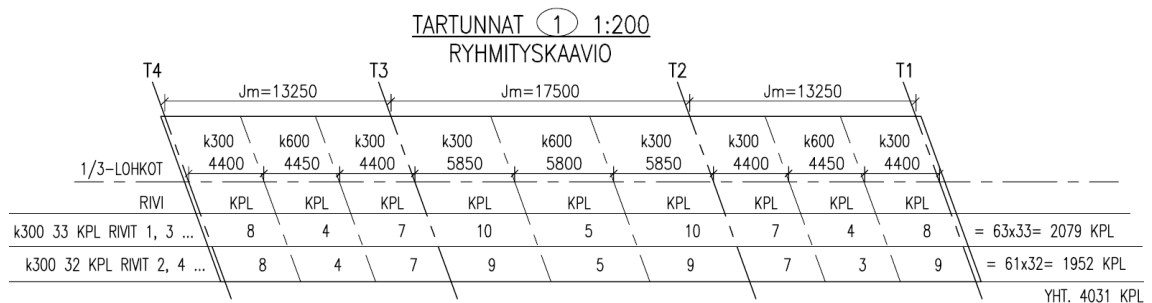
4.1.5 Leikkausliitoksen mitoitus

Saikun sillassa vanhan ja uuden rakenteen välinen leikkausliitos on mitoitettu tartuntaterästen kestävyysvaraan. Pintojen välissä vaikuttava leikkausvoima on laskettu kaavalla

$$\tau = \frac{SV}{Ib}. \quad (67)$$

Kaavassa 67 S kuvaa pintalaatan staattista momenttia, V kyseisessä poikkileikkauksessa vaikuttavaa leikkausvoimaa, I liittopoikkileikkauksen neliömomenttia ja b poikkileikkauksen leveyttä. Laskelmissa mitoittavan leikkausvoimana on käytetty välituen mitoittavaa leikkausvoimaa, jonka arvoksi on määritetty $V = 1467 \text{ kN}$. [28]

Tartuntaterästen määrä on mitoitettu vertaamalla kaavan (67) mukaista leikkausvoimaa tartuntaterästen mitoituslujuuteen $f_{yd} = 454 \text{ MPa}$. Vaadittavaksi tartuntaterästen määräksi on saatu $2061 \text{ mm}^2/\text{m}$ ja tartuntateräksiksi on valittu d16 k300/30. Kuvassa 36 on esitettyä liittimien sijoittelu sillan kannen alueella.



Kuva 39: Tartuntaterästen sijoittelu sillan kannelle [28]

Kuvan 39 perusteella tartuntaterästen määrää on hieman optimoitu sijoittamalla suurien leikkausvoimien kohdalla (tukialueille) enemmän tartuntoja kuin kenttäalueille. Tuki-alueella tartuntojen jakovälinä on käytetty k300 ja kenttäalueilla puolet tästä eli k600.

Tartuntaterästen määräksi koko sillalle on määritetty 4843 kpl. Tartuntateräksiä tulee näin ollen sillan kannen neliötä kohti $7,8 \text{ kpl/m}^2$. Raudotteiden paino sillan neliötä kohti on vastaavasti $7,8 \text{ kg/m}^2$. [28]

4.2 Huhkolan sillan kantavuuslaskenta ja vahventaminen

4.2.1 Kohteen yleistiedot

Huhkolan silta on 3-aukkoinen teräsbetonin laattasilta, joka sijaitsee valtatie 12. tieosalla 115 Huittisissa. Sillan kantavuustarkastelussa esitetyt tiedot on otettu lähteen kantavuus- ja vahventamislaskelmista. [29] Sillan ominaistiedot on esitettyä alla:

Siltatyypä	Teräsbetoninen jatkuva laattasilta
HL (vahventamisen jälkeen)	11 m
Sillan jännemitat	13,25 + 17,50 + 13,25 m
Sillan kokonaispituus	51,60 m
Vinous	20°
Valmistumisvuosi	1958
Suunnittelukuorma	AI/3, 14 t akseli- ja nauhakuorma 2,4...1,2 t/m
Vahventamisvuosi	2013

Materiaalit:

Betonin lujuudet perustuvat mitattuihin lujuuksiin, kuutiopuristuslujuutena on käytetty 75MPa.

Betoni:	C60/75	$f_{cd} = 39 \text{ MPa}$ $f_{ctd} = 2,22 \text{ MPa}$
Vanha betoniteräs:	A400H	$f_{yd} = 363 \text{ MPa}$
Uusi betoniteräs:	A500HW	$f_{yd} = 454 \text{ MPa}$

Sillan vanha päällysrakenne on poikkisuunnassa toiseen suuntaan kalteva. Päällysrakenteen vanha korkeus on ollut tukialueella 1180 mm ja kenttäalueella 640 mm. Sillan kannen poikkileikkaus on esitetty liitteessä 4.

Sillan vahventamisen yhteydessä siltaa on levennetty 500 mm molempiin suuntiin. Lisäksi vahventamisen yhteydessä on uusittu laakerit, reunapalkit ja kaiteet, tippuputket. Tämän lisäksi sillan päihin on asennettu massaliikuntasaumat ja sillan vanhan rakenteen pintoja on kunnostettu. [29]

4.2.2 Mitoituskuormat ja rakennemalli

Sillan kantavuustarkastelussa on käytetty pysyvinä kuormina kannen omaa painoa sekä pintarakenteiden omia painoja. Kannen oma paino on määritetty todellisen poikkileikkauksen mukaan, kun betonin tilavuuspainona on käytetty $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$. Pintarakenteiden omana painona on käytetty $4,75 \text{ kN/m}^2$ ja kuorma on asetettu tasaisesti koko kannen päälle.

Omien kantavuustarkastelu on tehty viidelle eri kantavuuslaskentaohjeen [6] mukaiselle kuormituskaaviolle. Valitut kuormituskaaviot ovat olleet Y-10, T-7, T-4, K-4 ja N-5. Kyseiset kuormituskaaviot on ajettu sillan yli itsenäisinä kuormituksina sekä samaan aikaan ajoneuvoasetuksen mukaisten kuormituskaavioiden kanssa. Ajoneuvoasetuksen mukaisina kuormituskaavioina on käytetty AA90-kuormituskaaviota. Käytetyt kuormituskaaviot on esitetty liitteessä 1.

Vahvennetun rakenteen mitoituksessa on huomioitu edeltävien kuormitusten lisäksi uuden rakenteen paino sekä rakenneosien välinen kutistumaero. Rakenneosien välinen kutistumaero on huomioitu myös reunapalkkien uusimisen mitoituksen yhteydessä.

Huhkolan sillasta on tehty LUSAS-ohjelmalla laattamalli, jossa tukina on käytetty pistemäisiä tukia. Laattaelementteinä on käytetty 0,5 x 0,5 m kokoisia thick shell -laattaelementtejä. Elementeissä on käytetty lineaarista interpolaatiota. [29]

4.2.3 Kantavuuslaskennan tulokset

Kantavuuslaskennassa on määritetty luvussa 4.2.2 esitetyille kuormitusyhdistelyille tavoitepainot ja laskettu kestäkö rakenne kyseisten tavoitepainojen mukaiset rasitukset. Käytetyt tavoitepainot on esitetty taulukossa 21.

Taulukko 21: Tavoiteakselipainot Huhkolan sillalle

Ajoneuvokuorma	Y10	T7	T4	K4	N5
Tavoiteakselipaino [kN]	130	140	150	150	140

Kantavuuslaskennan pysyvät ja muuttuvat kuormat on yhdistelty kantavuuslaskentaohjeen [6] mukaisesti. Kaikkien liikennekuormien yhteydessä mitoittavaksi kuormitukseksi on saatu yhdistely, jossa taulukon kuormituskaavio ajettiin sillan yli yhdessä ajoneuvoasetuksen mukaisen AA90-kuormituskaavion kanssa. [29]

Taulukoissa 22 - 24 on esitetty voimasuureet tuki- ja kenttäalueille eri kuormitusyhdistelyistä. Taulukoissa on esitetyt rasitukset on laskettu 100 kN akselipainoilla.

Taulukko 22: Taivutusrasitukset sillan reunakentässä

Kuormitus	OP	Päällyste	AA	Y10+AA	T7+AA	T4+AA	K4+AA	N5+AA
M_{sls} [kNm]	162	52	59	157	159	123	123	125
M_{uls} [kNm]	195	62	101	249	252	195	195	198

Taulukko 23: Taivutusrasitukset sillan keskikentässä

Kuormitus	OP	Päällyste	AA	Y10+AA	T7+AA	T4+AA	K4+AA	N5+AA
M_{sls} [kNm]	144	44	55	148	136	98	104	123
M_{uls} [kNm]	173	53	94	235	216	155	165	195

Taulukko 24: Taivutusrasitukset sillan välituella

Kuormitus	OP	Päällyste	AA	Y10+AA	T7+AA	T4+AA	K4+AA	N5+AA
M_{sls} [kNm]	490	140	53	269	309	298	229	255
M_{uls} [kNm]	589	168	91	426	490	473	363	404

Rakenteen kestävyys on laskettu 1000 mm levyisenä kaistana. Taulukossa 25 on esitettyä taivutuskestävyyden määrittämisen periaatteet vanhalle rakenteelle.

Taulukko 25: Taivutuskestävyyden määrittäminen vanhalla rakenteella

Alue	d [mm]	Rauditus	A_s [mm ² /m]	$M_{b,Rd}$ [kNm]
Kenttä	625	T22 k120	3168	703
Välituki	1100	T22 k120	3168	1250

Saadun taivutuskestävyyden perusteella on määritetty sallitut akselipainot taulukoiden 22 – 24 rasituksille.

Taulukko 26: Sallitut akselipainot vanhalla rakenteella

Kuormitus	Y-10	T-7	T-4	K-4	N-5
Tavoite [kN]	130	140	150	150	140
Reuna-aukko [kN]	138	136	176	176	173
Suhde [%]	106	97	117	117	124
Välituki [kN]	95	101	104	136	122
Suhde [%]	73	72	69	91	87
Keskiaukko [kN]	163	178	247	232	196
Suhde[%]	125	127	165	155	140
Suhde [%]	73	72	69	91	87

Taulukon 26 perusteella voidaan todeta, että tavoitepainot ylitetään kaikilla valituilla kuormituskäyriä rakenteen välituella. Tämän lisäksi T-7 käyriä kantavuus ei ai-
van riitä tavoitepainoon myöskään reuna-aukossa. Pahimmat ongelmat havaitaan käy-
riä Y-10 (73 %), T-7 (72 %) ja T-4 (69 %), joiden osalta tavoitepainosta jäädy-
n melko paljon. Näin ollen kannen taivutuskestävyyttä on kasvatettava, jotta se ke-
stää asetetut tavoitepainot. [29]

Taivutuskestävyyden tarkastelun lisäksi kannen kestävyyttä on tarkasteltu myös leikkausvoimalle. Leikkauskestävyyttä tarkasteltiin maatuella sekä välituilla. Taulukkoihin 27 ja 28 on koottuna mitoittavat leikkausvoimat eri rasituksista. Liikennekuormien leikkausvoiman määrittämisessä on käytetty taivutusmitoituksen tapaan 100 kN akselipainoja. [29]

Taulukko 27: Mitoittavat leikkausvoimat sillan päätytuella

Kuormitus	OP	Päällyste	Y10+AA	T7+AA	T4+AA	K4+AA	N5+AA
V_{sls} [kN]	249	74	367	369	283	283	302
V_{uls} [kN]	298,8	88,8	630	633	486	486	518

Taulukko 28: Mitoittavat leikkausvoimat sillan välituella

Kuormitus	OP	Päällyste	Y10+AA	T7+AA	T4+AA	K4+AA	N5+AA
V_{sls} [kN]	617	166	574	519	372	355	414
V_{uls} [kN]	740	199	985	891	639	609	711

Leikkausmitoitus on tehty Liikenneviraston ohjeen NCCI2 mukaisesti. Poikkileikkauksen leveytenä on leikkauskestävyydentarkastelussa käytetty 4000 mm.

Taulukko 29: Leikkauskestävyyden tarkastelun tulokset

Alue	d [mm]	Rauditus	A_s [mm ² /m]	$V_{b,Rd}$ [kN]
Maatuki	625	T22k360	1056	2940
Välituki	1100	T22k120 + T22k240	4752	3383

Nyt leikkauskestävyyteen perustuen on määritetty sallitut akselipainot maa- ja välituella. Sallittuja akselipainoja on verrattu taulukossa 21 esitettyihin tavoiteakselipainoihin ja niiden perusteella on määritetty leikkausmitoituksen tulokset.

Taulukko 30: Leikkausmitoituksen perusteella määritetyt sallitut akselipainot

Kuormitus	Y10+AA	T7+AA	T4+AA	K4+AA	N5+AA
Tavoite [kN]	130	140	150	150	140
Maatuki	405	403	525	525	492
Suhde, maatuki [%]	312	288	350	350	351
Välituki	248	274	383	401	344
Suhde, välituki [%]	191	196	255	267	246

Taulukon 30 perusteella on todettu, että rakenteen leikkauskestävyys on riittävä valittuja liikennekuormia vastaan. Leikkauskestävyys on ongelmallisempi välituen alueella, mut-

ta sielläkin rakenne kestää tavoitepainot melkein kaksinkertaisesti, joten leikkauskestävyys ei ole määräävässä asemassa. [29]

Perustuen yllä esitettyihin tuloksiin, Huhkolan sillan kantavuuslaskennan perusteella on todettu, että silta tarvitsee vahvennusta, jotta se kestäisi valittujen tavoitepainojen aiheuttamat taivutusrasitukset. Ongelmat olivat suurimmillaan rakenteen tukialueella, joten pintavaluvahventaminen on ollut hyvin luonnollinen valinta vahventamismenetelmäksi. Kantavuuslaskennan yhteydessä on lisäksi todettu laakerit kestävämmäksi ja uusittaviksi. Niiden tarkastelua ei tässä työssä esitetä tarkemmin. [29]

4.2.4 Sillan vahventaminen

Huhkolan sillan vahventaminen on suoritettu valamalla rakenteen pintaan pintalaatta, jonka paksuus on 80 mm. Laatan tehollisen korkeuden kasvu on kuitenkin pienempi, koska vahventamisen yhteydessä vanhan laatan pinnasta poistetaan rapautunut betoni. Laatta on raudoitettu pituussuunnassa T20k200 betoniteräksillä. [29]

Vahventamisen yhteydessä on käytetty kenttäalueilla samoja rasituksia kuin kantavuuslaskennassakin. Vastaavasti tukialueelle määritetyt rasitukset on esitetty taulukossa 31. Myös vahventamisen yhteydessä rasitukset on määritetty 100 kN akselipainoja käyttäen. [29]

Taulukko 31: Vahventamisessa käytetyt taivutusrasitukset sillan välituelle

Kuormitus	OP	Päällyste	AA	Y10+AA	T7+AA	T4+AA	K4+AA	N5+AA
M_{sls} [kNm]	511	140	66	312	348	274	196	202
M_{uls} [kNm]	613	168	114	494	551	435	311	320

Vahventamisessa päällysrakenteen taivutuskestävyyttä korottaa tukialueella tehollisen korkeuden kasvu ja vetoteräksien lisääntyminen. Kenttäalueella kestävyyttä kasvattaa vastaavasti tehollisen korkeuden ja puristuspinnan kasvaminen. Alla on esitettyä vahvennetun rakenteen murtorajatilan taivutuskestävyyden määrittäminen kenttä- ja tukialueilla.

Taulukko 32: Vahvennetun rakenteen taivutuskestävyyden määrittäminen

Alue	d [mm]	Rauditus	A_s [mm ²]	$M_{b,Rd}$ [kNm]	$M_{b,Rd,0}$ [kNm]	Δ [%]
Kenttä	679	T22 k120	3168	765	703	9
Välituki	1011	T22 k120 + T20 k200	4139	1721	1250	38

Rakenteen taivutuskestävyyttä on näin ollen kasvatettu kenttäalueella 9 % ja tukialueella 38 %. Alla olevaan taulukkoon on koottuna taivutusmitoituksen lopulliset tulokset ja vahventamisen jälkeen saavutetut sallitut akselipainot.

Taulukko 33: Vahventamisella saavutetut tavoitepainot

Kuormitus	Y10+AA	T7+AA	T4+AA	K4+AA	N5+AA
Tavoite [kN]	130	140	150	150	140
Reuna-aukko [kN]	163	161	208	208	204
Suhde, reunakenttä [%]	125	115	139	139	146
Välituki [kN]	167	150	190	266	258
Suhde, välituki [%]	128	107	127	177	184
Keskiaukko [kN]	190	207	287	270	228
Suhde, keskikenttä [%]	146	148	191	180	163

Taulukon 33 perusteella voidaan todeta, että taivutuskestävyys saavutetaan tavoitepainoille kaikilla ajoneuvoyhdistelyillä. Lähimpänä taivutuskestävyyden ylittymistä ollaan välituella, jossa kuormitusyhdistelyllä T7+AA tavoitepaino ylitetään 7 %:lla. Muissa yhdistelyissä tavoitepaino yritetään kuitenkin reilummin. [29]

Murtorajatilán lisäksi on tarkasteltu halkeamaleveyksiä tuki- ja kenttäalueilla. Halkeamaleveyksiä on tarkasteltu taulukoiden 22 - 24 maksimimomenteille. Halkeamaleveyden laskenta on suoritettu NCCI2 mukaisesti ja tulokset on koottu taulukoihin 34 ja 35.

Taulukko 34: Halkeamaleveydet käyttörajatilan tavalliselle yhdistelylle

	$M_{k,lyhyt}$ [kNm]	$w_{k,sall}$ [mm]	$\sigma_{k,teräs}$ [MPa]	$w_{k,lyhyt}$ [mm]	Käyttöaste [%]
Reunakentässä	383	0,2	131,6	0,083	42
Välituella	1016	0,28	230,5	0,267	95
Keskikentässä	331	0,2	113,7	0,068	34

Taulukko 35: Halkeamaleveydet käyttörajatilan pitkäaikaiselle yhdistelylle

	$M_{k,pitkä}$ [kNm]	$w_{k,sall}$ [mm]	$\sigma_{k,teräs}$ [MPa]	$w_{k,pitkä}$ [mm]	Käyttöaste [%]
Reunakentässä	216	0,14	74,2	0,05	36
Välituella	651	0,196	147,8	0,179	91
Keskikentässä	188	0,14	64,6	0,041	29

Taulukoiden 34 ja 35 perusteella on todettu, rakenteen sallitut halkeamaleveydet eivät ylity vahventamisen jälkeen. Lähimpänä sallittuja halkeamaleveyksiä ollaan välituella, jossa käyttöaste on tavalliselle yhdistelylle 95 % ja pitkäaikaiselle yhdistelylle 91 %. [29]

4.2.5 Leikkausliitoksen mitoitus

Huhkolan sillan laskelmissa leikkausliitos on mitoitettu tartuntateräksen leikkauskestävyyttä vastaan. Liitoksessa vaikuttava leikkausvuo on laskettu kaavalla

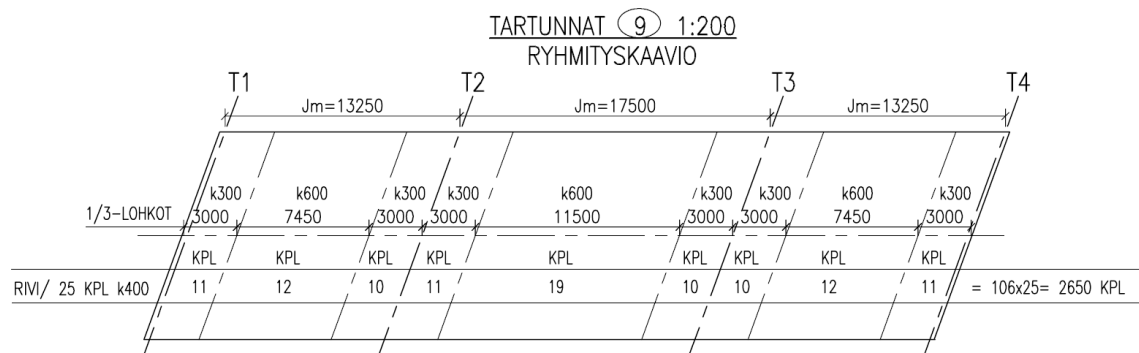
$$F = \frac{A_{s,lisä} V}{A_{s,tot} b}, \quad (68)$$

jossa $A_{s,lisä}$ on pintalaataan asennettavan vetorausdoituksen ala ja $A_{s,tot}$ vahvennetun poikileikkauksen vetorausdoitusten kokonaisala. Mitoittavana leikkausvoimana V on käytetty välituella vaikuttavaa leikkausvoimaa 2221 kN. [29]

Nyt saadusta leikkausvuosta on määritetty vaadittava tartuntarausdoituksen määrä alla olevalla kaavalla 69

$$A_{s,req} = \frac{F}{f_{yd}}, \quad (69)$$

jossa f_{yd} on tartuntateräksien mitoituslujuus. Vaadittavaksi tartuntaterästen määräksi on määritetty 1621 mm²/m ja tartuntarausdoitukseksi valittu T16k300/k400. Kuvassa 40 on esitettyä liitinten sijoittelu sillan kannelle.



Kuva 40: Tartuntojen asettelu sillan kannelle [29]

Kuvan 40 perusteella voidaan todeta, että tartuntojen määrää on hieman optimoitu niin, että pienten leikkausvoimien vaikutusalueella (kentässä) on käytetty suurempaa tartuntojen jakoväliä kuin tukialueella. Liitinten jakoväliksi on suurten leikkausvoimien alueella määritetty k300 ja pienempien leikkausvoimien alueella k600. [29]

Sillan kanteen on vahventamisen yhteydessä asennettu yhteensä 2650 kpl tartuntateräksiä. Tartuntateräksiä tulee näin ollen kannen neliötä kohti 4,7 kpl/m². Tartuntarausdoitteen paino sillan kannen alaa kohti on vastaavasti 4,3 kg/m². [29]

4.3 Irvankosken sillan kantavuuslaskenta ja vahventaminen

4.3.1 Kohteen yleistiedot

Irvankosken silta on teräsbetoninen jatkuva laattapalkkisilta, joka sijaitsee vanhalla ykköstiellä Saukkolan taajamassa, Loimaalla. Sillan kantavuustarkastelussa esitetyt tiedot on otettu lähteen kantavuus- ja vahventamislaskelmista. [30] Sillan perustiedot on esitetty alla.

Siltatyyppi	Teräsbetoninen jatkuva laattasilta
HL (vahventamisen jälkeen)	10 m
Sillan jännemitat	13,25 + 17,50 + 13,25 m
Sillan kokonaispituus	54,60 m
Vinous	15°
Valmistumisvuosi	1959
Suunnittelukuorma	AI/3, 14 t akseli- ja nauhakuorma 2,4...1,2 t/m
Vahventamisvuosi	2014

Materiaalit:

Betonin kimmovasaralla mitattu kuutiopuristuslujuus on 70 MPa. Laskelmissa on käytetty kuitenkin lujuutta C35/45.

Betoni:	C35/45	$f_{cd} = 22,04 \text{ MPa}$ $f_{ctd} = 1,63 \text{ MPa}$
Vanha betoniteräs:	A400H	$f_{yd} = 363 \text{ MPa}$
Uusi betoniteräs:	A500HW	$f_{yd} = 454 \text{ MPa}$

Irvankosken sillan kansi on poikkisuunnassaan kahteen suuntaan kalteva. Kannen rakennekorkeus on tukialueella 1250 mm ja kenttäalueella 850 mm kannen keskilinjalla. Sillan pituus- ja poikkileikkaus on esitetty tämän työn liitteissä 5.

Vahventamisen yhteydessä sillan kannen päälle valetaan 100 mm paksu pintalaatta. Pintalaatta raudoitetaan pituussuuntaan d16k175 ja poikkisuuntaan d12k200 teräksillä. [30]

4.3.2 Mitoituskuormat ja rakennemalli

Pysyvinä kuormina Irvankosken sillan mitoituksessa on käytetty päällysrakenteen omaa painoa sekä päällysteen ja muotoiluvalun omaa painoa. Päällysrakenteen oma paino on määritetty suoraan laskentaohjelmalla käyttämällä todellisia poikkileikkauksia ja betonin tilavuuspainoa 25 kN/m^3 . Päällyste ja muotoiluvalu on määritetty tasaisena $5,5 \text{ kN/m}^2$ kuormana koko sillan alueelle.

Kantavuuslaskennassa muuttuvina kuormina on käytetty kantavuuslaskentaohjeen [6] mukaisia erikoiskuljetuskaavioita: N-1, N-2, N-3, N-5, N-6, K-2, K-4, T-7 ja Y-10. Erikoiskuljetuskaaviot on tarkasteltu itsenäisinä ja yhdessä ajoneuvoasetuksen mukaisen AA-kuormituskaavion kanssa. Erikoiskuljetuskaaviot sekä ajoneuvoasetuksen kaavio on esitetty tämän työn liitteessä 1.

Vahventamisen yhteydessä mitoittavina erikoiskuljetuskaavioina on käytetty erikoiskuljetuskaavioita Y-10, T-7, T-4, K-4 ja N-5. Erikoiskuljetuskaavioita on tarkasteltu myös vahventamisen yhteydessä itsenäisinä kuormina ja samanaikaisina kuormina ajoneuvoasetuksen mukaisen AA-kuormituksen kanssa. Erikoiskuljetuskaavioiden tavoiteakselipainoina on käytetty vahventamisessa taulukon 36 mukaisia kuormia. [30]

Taulukko 36: Irvankosken sillan vahventamisen tavoiteakselipainot

Ajoneuvokuorma	Y10	T7	T4	K4	N5
Tavoiteakselipaino [kN]	130	140	150	150	140

Kuormitukset on yhdistelty kantavuuslaskentaohjeen mukaisten osavarmuuskertoimien mukaisesti. Yhdistelyissä on huomioitu lisäksi sysäyslisä, joka on laskettu kantavuuslaskentaohjeen mukaisesti.

Irvankosken sillasta on tehty rakennemalli, jossa kansi on mallinnettu laattaelementtejä (thick shell) hyväksikäyttäen. Elementtien kooksi on määritetty 0,5 x 0,5 m. Kansi on tuettu rakennemallissa maatuilla pistemäisillä tuilla. Välituet on vastaavasti mallinnettu pistemäisinä, mutta koko kannen leveydellä olevina tukina. [30]

4.3.3 Kantavuuslaskennan tulokset

Kantavuuslaskenta on suoritettu edellisessä luvussa 4.3.2 esitetyille kuormille ja kuormitusyhdistelyille. Taulukoissa 37 - 39 on esitetty eri kuormien aiheuttama taivutusrasitus eri poikkileikkauksissa.

Taulukko 37: Taivutusrasitus sillan reunakentässä

	OP	AA	Y-10	T-7	T-4	K-4	N-5
M_{sls} [kNm]	243	57	155	160	127	127	125
M_{uls} [kNm]	292	99	247	255	202	202	199

Taulukko 38: Taivutusrasitus sillan keskikentässä

	OP	AA	Y-10	T-7	T-4	K-4	N-5
M_{sls} [kNm]	226	54	151	152	105	112	126
M_{uls} [kNm]	271	92	241	242	167	178	201

Taulukko 39: Taivutusrasitus sillan välituella

	OP	AA	Y-10	T-7	T-4	K-4	N-5
M_{sls} [kNm]	737	87	302	284	286	190	234
M_{uls} [kNm]	885	150	481	453	456	302	372

Taulukoiden mitoitusarvot on määritetty käyttäen sen yhdistelyn osavarmuuskertoimia, jossa siltaa kuormittaa samaan aikaan erikoiskuljetuskaavio ja AA-kaavio. Taulukon rasitukset on määritetty käyttäen akselipainona 100 kN. Tällöin mitoitusosuudessa on määritetty kerroin akselipainolle ja tätä kautta sallittu akselipaino. Taivutus kestävyys on määrittäminen on esitetty taulukossa 40. [30]

Taulukko 40: Taivutuskestävyyden laskenta

Alue	d [mm]	Raudoite	A_s [mm ² /m]	$M_{b,Rd}$ [kNm]
Välituki	1100	T22k110	3456	1343
Kenttä	690	T22k110	3456	828

Taivutuskestävyyden lisäksi kannen kestävyttä on tarkasteltu leikkausrasitusta vastaan. Leikkauskestävyyttä on tutkittu määräävissä poikkileikkauksissa rakenteen pääty- ja välituilla. Taulukossa 41 on esitettyä murtorajatilan mitoittavat leikkausvoimat eri kuormituksille. Liikennekuormien akselipainona on käytetty 100kN. [30]

Taulukko 41: Mitoittavat leikkausvoimat pääty- ja välituilla

	OP	Y-10	T-7	T-4	K-4	N-5
Maatuki [kN]	190	376	367	278	278	283
Välituki [kN]	587	314	553	405	382	435

Leikkauskestävyyden laskenta on suoritettu NCCI2 mukaisesti leikkausraudoitetulle rakenteelle. Laskennan periaatteet ja rakenteen leikkauskestävyys on esitettyä alla.

Taulukko 42: Leikkauskestävyyden laskenta

Alue	d [mm]	Leikkausraudoitus	A_{sv} [mm ² /m]	V_u [kN]
Maatuki	789	T8k300	335	1578
Välituki	1100	T8k300	335	2198

Nyt saatujen kestävyysien perusteella on määritetty sallitut akselipainot liikennekuorman erikoiskuljetuskaavioille. Tulokset on koottu taulukoihin 43 ja 44.

Taulukko 43: Taivutusmitoituksen perusteella määrityt suurimmat sallitut akselipainot

	Y-10	T-7	T-4	K-4	N-5
Tavoite [kN]	130	140	150	150	140
Reunakenttä [kN]	177	172	216	216	220
Suhde [%]	136	123	144	144	157
Välituki [kN]	64	68	68	102	83
Suhde [%]	49	49	45	68	59
Keskikenttä [kN]	193	192	277	260	231
Suhde [%]	148	137	185	173	165

Taulukon perusteella on todettu, että kantavuus tukialueella on hyvin puutteellinen. Ka-uimmaksi tavoitepainoista on jääty liikennekuormien T-4 (45 %), Y-10 (49 %) ja T-7 (49 %). Myöskään muilla liikennekuormilla ei olla saavutettua asetettuja tavoitepainoja. [30]

Sallitut akselipainot määritettiin myös leikkauskestävyyden kannalta. Tulokset on esitetty alla.

Taulukko 44: Suurimmat sallitut akselipainot leikkauskestävyyden kannalta

	Y-10	T-7	T-4	K-4	N-5
Tavoite [kN]	130	140	150	150	140
Maatuki [kN]	369	378	499	499	490
Suhde [%]	284	270	333	333	350
Välituki [kN]	441	251	343	363	319
Suhde [%]	339	179	229	242	228

Taulukon 44 perusteella on todettu, että rakenteen leikkauskestävyys ylittää tavoiteakselipainojen mukaisen mitoittavan leikkausvoiman. Pienin tavoitepainon ylitys tulee T-7 erikoiskuljetuskaaviolla. Tässäkin tapauksessa sallitun akselipainon ja tavoitepainon suhde on kuitenkin 179 %, joten leikkauskestävyys on todettu riittäväksi. [30]

Kantavuuslaskennan perusteella on todettu, että sillan kannen taivutuskestävyys on riittämätön asetetuille tavoitepainoilta. Näin ollen sillan kantta on päätetty vahventaa, jotta tavoitepainot saavutettaisiin. [30]

4.3.4 Sillan vahventaminen

Irvankosken siltaa on päätetty vahventaa valamalla vanhan rakenteen päälle 100 mm paksu pintalaatta. Pintalaatan tuoma rakennekorkeuden korotus on huomioitu täysimääräisenä poikkileikkauslaskelmissa. Pintalaatta raudoitetaan sillan pituussuunnassa T16k175 ja poikkisuunnassa T12k200 betoniteräksillä. [30]

Vahventamalla on saatu kasvatettua taivutuskapasiteettia sekä kenttä-, että tukialueilla. Kenttäalueilla kasvu perustuu rakenteen tehollisen korkeuden ja näin ollen puristuspinnan korkeuden kasvuun. Vastaavasti tukialueella kapasiteettia kasvattaa tehollisen korkeuden kasvun lisäksi myös pintalaattaan asennettu vetorausdoitus. Vahvennetun rakenteen mitoitus on tehty tavanomaisen betonirakenteen mukaan. Taulukoissa 45 ja 46 on esitetty vahvennetun rakenteen mitoittavat kuormitukset ja taivutuskestävyyden tarkastelu.

Taulukko 45: Mitoittavat rasitukset vahvennetulle rakenteelle

Alue	M_{uls} [kNm]	M_{sls} [kNm]	$M_{sls,qp}$ [kNm]
Kenttä	1114	300	260
Tuki	1497	823	763

Taulukko 46: Vahvennetun rakenteen taivutuskestävyyden laskenta

Alue	d [mm]	Rauditus	A_s [mm ² /m]	$M_{b,Rd}$ [kNm]	$M_{b,Rd,0}$ [kNm]	Δ [%]
Kenttä	689	T16k110	3459	1010	828	22
Tuki	1122	T16k110 + T16k175	4602	2263	1343	69

Murtorajatilán lisäksi laskelmissa on tarkasteltu halkeamaleveyksiä käyttörajatilassa. Tarkastelun tulokset on esitetty taulukoissa 47 ja 48.

Taulukko 47: Halkeamamitoituksen tulokset käyttörajatilan tavalliselle yhdistelylle

Alue	M_{sls} [kNm]	A_s [mm ² /m]	σ_s [MPa]	W_k [mm]	$W_{k,sall}$ [mm]	KA [%]
Kenttä	300	3459	137,2	0,088	0,171	51
Tuki	823	4602	172,2	0,16	0,229	70

Taulukko 48: Halkeamamitoituksen tulokset käyttörajatilan pitkäaikaiselle yhdistelylle

Alue	$M_{sls,qp}$ [kNm]	A_s [mm ² /m]	$\sigma_{s,qp}$ [MPa]	$W_{k,qp}$ [mm]	$W_{k,sall,qp}$ [mm]	KA [%]
Kenttä	260	3459	118,9	0,094	0,12	78
Tuki	763	4602	159,6	0,154	0,16	96

Taulukoiden 47 ja 48 perusteella on todettu vahvennettu poikkileikkaus riittäväksi myös sallittujen halkeamaleveyksien kannalta. Lähimpänä sallittua halkeamaleveyttä ollaan tukialueen pitkäaikaisella yhdistelyllä, jossa käyttöasteeksi on määritetty 96 %. Kenttäalueella käyttöasteet jäävät alle 80 %:n sekä tavallisella, että pitkäaikaisella yhdistelyllä. [30]

4.3.5 Leikkausliitoksen mitoitus

Irvankosken sillan vahventamislaskelmissa uuden ja vanhan rakenteen välinen leikkausliitos on mitoitettu pelkästään tartuntaterästen leikkaantumista vastaan. Saumassa vaikuttava leikkausvuoto on määritetty kaavalla

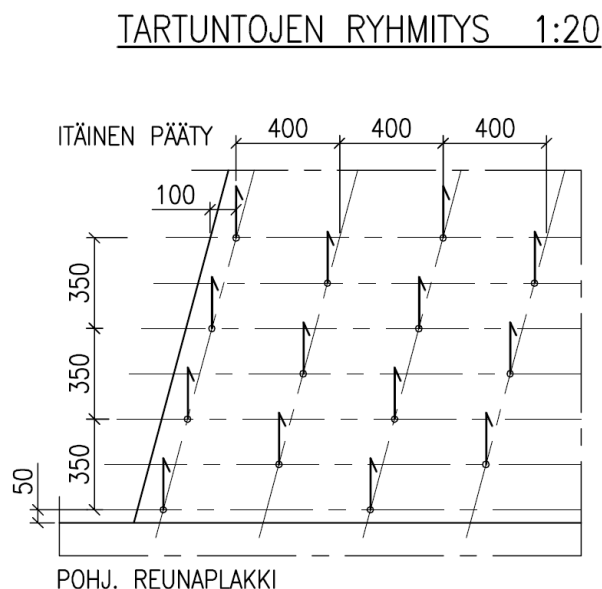
$$\tau = \frac{SV}{Ib}. \quad (70)$$

Kaavassa 70, S kuvaa pintalaatan staattista momenttia, V mitoittavaa leikkausvoimaa, I liittopoikkileikkauksen neliömomenttia ja b poikkileikkauksen tarkasteluleveyttä (1000 mm). Mitoittavana leikkausvoimana on käytetty 877 kN ja näin ollen leikkausvuoksi on määritetty 407 kN/m. [30]

Vaadittava tartuntaterästen määrä on määritetty kaavalla

$$A_{s,req} = \frac{\tau}{f_{yd}}, \quad (71)$$

jossa τ kuvaa saumassa vaikuttaa leikkausvuota ja f_{yd} tartuntaraidoitteiden mitoituslujuutta. Nyt vaadituksi teräsmääräksi on saatu $895 \text{ mm}^2/\text{m}^2$ ja tartuntateräksiksi on tämän perusteella valittu T16 k350/k400 betoniteräkset. [30] Kuvassa 41 on esitetty liittimien sijoittelua kannella



Kuva 41: Tartuntojen sijoittelu sillalle [30]

Kuvan 41 perusteella tartunnat T16 k350/k400 on asetettu koko sillan matkalle. Sillan kanteen on asennettu yhteensä 3180 tartuntaterästä. Tartuntoja tulee näin ollen kannelle $5,8 \text{ kpl/m}^2$. Raudoitteiden paino kansineliötä kohti on vastaavasti $5,8 \text{ kg/m}^2$. [30]

4.4 Kovjoen sillan kantavuuslaskenta ja vahventaminen

4.4.1 Kohteen yleistiedot

Kovjoen ylikulkusilta on kolmiaukkoinen teräsbetonin laattasilta, joka sijaitsee Uusi-kaarlepyyssä valtatiellä 8. Sillan kantavuustarkastelussa esitetyt tiedot on otettu lähteen kantavuus- ja vahventamislaskelmista. [31] Sillan ominaistiedot on esitetty alla.

Siltatyyppi	Teräsbetoninen jatkuva laattasilta
HL (ennen korjausta)	10,00 m
HL (korjauksen jälkeen)	11,00 m
Sillan jännemitat	10,40 + 13,00 + 10,40 m
Sillan kokonaispituus	41,98 m
Vinous	29°
Valmistumisvuosi	1966
Suunnittelukuormitus	AI/2, 14 t akseli- ja nauhakuorma 2,4...1,2 t/m
Vahventamisvuosi	2016

Materiaalit:

Betoni:	C30/35
Vanha betoniteräs:	A400HW
Uusi betoniteräs:	A500HW/B500B

Sillan kansi on poikkisuunnassaan kahteen suuntaa kalteva. Kannen rakennekorkeus on poikkisuunnassaan rakenteen keskellä 550 mm ja reunapalkin juuressa 470 mm. Sillan päällysrakenteen korkeus on muuttuva myös sillan pituussuunnassa. [31] Kannen poikkileikkaus on esitetty tämän työn liitteessä 6.

Sillan vahventamisen yhteydessä vanhan rakenteen rapautunut pintabetoni poistetaan ~20 mm vahvuudelta. Tämän jälkeen kannen päälle valettiin ~100 mm:ä paksu raudoitettu pintalaatta, jolloin vanhan rakenteeseen nähden rakennekorkeus kasvoi 80 mm:ä. Tämän lisäksi kannen reunapalkit uusittiin ja kannen hyödyllistä leveyttä kasvatettiin 1000 mm:ä. [31]

4.4.2 Mitoituskuormat ja kuormien yhdistely

Rakenteen pysyvät kuormat koostuvat rakenteen oman painon lisäksi päällystekerroksen painosta. Lisäksi vahventamisen mitoituksessa pysyvänä kuormana on käytetty pintalaatan ja vanhan rakenteen välistä kutistumaeroa. Pintalaatan kutistumana on käytetty $\epsilon_{cs} = 0,0296$ %. Kutistuma on mallinnettu rakennemalliin lämpötilakuormana, koska käytetyssä laskentaohjelmassa (LUSAS) ei ole kutistumalle erillistä kuormitustyyppiä.

Muuttuvina kuormina on käytetty NCCI1 mukaista lineaarista pintalämpötilaeroa sekä rakenneosien välistä hyppäyksellistä lämpötilaeroa. Mitoittavaksi lämpötilakuormitukseksi on lävistysrasitusten laskennassa saatu lineaarinen lämpötilaero ($+38^{\circ}$) ja taivutusrasitusten laskennassa hyppäyksellinen lämpötilaero ($\pm 10^{\circ}$). [31]

Liikennekuormina on käytetty Kantavuuslaskentaohjeen [6] mukaista liikennekuormaa Y10. Liikennekuorman tavoiteakselipainoksi on asetettu 130kN tavalliselle kuljetukselle ja 195 kN *valvotulle kuljetukselle*. Tavallisen kuljetuksen kanssa samaan aikaan on käytetty tasaista pintakuormaa $4,5 \text{ kN/m}^2$, joka on aseteltu sillalle siten, että saadaan määräävin vaikutus. Liikennekuormat on esitetty tarkemmin kantavuuslaskentaohjeessa [5] sekä tämän työn liitteessä 1.

Kuormat on yhdistelty kantavuuslaskentaohjeessa esitettyjen ohjeiden mukaisesti. Kuormitusten vaikutusta on korotettu sysäyskertoimella, joka on määritelty erikseen valvotulle ja tavalliselle kuljetukselle. [31]

4.4.3 Kantavuuslaskennan tulokset

Kantavuuslaskennan yhteydessä on tarkasteltu laatan kestävyyttä taivutukselle sekä lävistykselle. Lävistystarkastelu on tehty määräävän pilarin kohdalla. Taulukossa 49 on esitetty lävistysmitoituksen tulokset ennen rakenteen vahventamista.

Taulukko 49: Kantavuuslaskennan tulokset lävistyskestävyydelle

$F_{z,ULS}$ [kN]	$M_{z,ULS}$ [kNm]	A_{sx} [mm ² /m]	A_{sy} [mm ² /m]	d [mm]	$V_{u,NCCI2}$ [kN]	KA [%]	$V_{u,KLO}$ [kN]	KA [%]
1950	27	3167	2533	540	1620	120	2040	96
1640	61	5260	3575	490	1550	106	1970	83

Kantavuuslaskennan perusteella voidaan todeta, että rakenteen lävistyskestävyys on ollut riittävä jo ennen vahventamista. Kantavuuslaskentaohjeen mukaan tehdyn tarkastelun perusteella lävistyskestävyyden käyttöasteeksi on saatu 96 %. NCCI2 mukaisella mitoituksella käyttöasteeksi on saatu 120 %, joka ylittää sallitun 100 % rajan. [31]

Lävistyskestävyyden lisäksi kantavuuslaskennassa on tarkasteltu poikkileikkauksen taivutuskestävyyttä. Tarkastelun tulokset on esitetty taulukossa 50.

Taulukko 50: Taivutuskestävyystarkastelun tulokset kantavuuslaskennassa

Alue	d [mm]	M_{ULS} [kNm]	A_s [mm ² /m]	$M_{b,Rd}$ [kNm]	Käyttöaste [%]
Välituki	570	890	3168	568	157
Kenttä	470	482	3168	446	108

Taulukon perusteella on todettu, että poikkileikkauksen taivutuskestävyys ylittyy reilusti etenkin tukialueella. Tukialueen käyttöasteeksi saatiin murtorajatilassa 157 % ja kenttäalueella 108 %. [31]

4.4.4 Vahventaminen

Vahventamislaskelmissa on tarkasteltu rakenteen murtorajatilien taivutus-, leikkaus- ja lävistyskestävyyttä vahventamisen jälkeen. Tämän lisäksi käyttörajatilassa on tarkasteltu sallittuja jännityksiä sekä halkeamaleveyksiä.

Siltaa vahvennettiin kasvattamalla sen rakennekorkeutta 80 mm alkuperäisestä rakennekorkeudesta. Rakennekorkeuden kasvu on huomioitu täysimääräisenä rakennelaskemis- sa. Tämän lisäksi pintalaattaan asennettiin raudoitukseksi T20 k150 sillan pituussuuntaan ja T16 k150 sillan poikkisuuntaan. [31]

Vahventaminen rakenteen kenttäalueilla perustuu rakennekorkeuden ja tätä kautta puristetun pinnan kasvamiseen. Vastaavasti tukialueella vahventamisen vaikutus saadaan aikaiseksi rakennekorkeuden kasvamisen lisäksi myös vetoterästen määrän kasvamisella. Vahvennetun rakenteen taivutuskestävyys on määritetty normaalin teräsbetonirakenteen tapaan rakennekorkeuden kasvu ja tukialueen vetoterästen lisääntyminen huomioiden. Alla on esitettyä murtorajatilien taivutusmitoituksen tulokset vahvennetulle poikkileikkaukselle.

Taulukko 51: Vahvennetun poikkileikkauksen taivutusmitoituksen lopputulokset

	$M_{b,Rd}$ [kNm]	$M_{b,Rd,vahv}$ [kNm]	Muutos [%]	$M_{ULS,max}$ [kNm]	Käyttöaste [%]
Välituella	568	950	67	922	97
Kentässä	453	545	20	538	99

Taulukon 51 perusteella voidaan todeta, että pintavaluvahventamisella on saatu parannettua rakenteen kenttäalueen kestävyyttä 20 % alkuperäiseen verrattuna. Vastaavasti tukialueella kestävyyttä saadaan kasvatettua 67 %, joka on merkittävä korotus aiempaan kantavuuteen. Laskelmissa on mainittu kuitenkin, että kapasiteettia saisi kasvattaa maksimissaan 50 % alkuperäiseen nähden. [31]

Taivutuskestävyyttä on tarkasteltu rakenteen pääsuunnan lisäksi myös poikkisuunnassa. Tarkastelun tulokset on koottu taulukkoon 52.

Taulukko 52: Vahvennetun kansilaatan poikkisuunnan taivutusmitoituksen tulokset

	$M_{b,Rd}$ [kNm]	$M_{b,Rd,vahv}$ [kNm]	Muutos [%]	$M_{ULS,max}$ [kNm]	Käyttöaste [%]
Välituella	435	736	69	721	98
Kentässä	93	131	41	248	189

Taulukon perusteella voidaan todeta, että myös poikkisuunnan kestävyyttä saadaan vahvennuksen yhteydessä korotettua melko reilusti. Kenttäalueen käyttöaste on edelleen todella korkea (189 %), tukialueella päästään vahventamisen jälkeen 98 %. Laskelmissa on kuitenkin todettu, ettei poikkisuuntainen vahvistaminen ole tarpeen. [31]

Murtorajatilassa on taivutuksen lisäksi tarkasteltu myös rakenteen leikkaus- ja lävistyskestävyyksiä sillan tukialueilla. Lävistysmitoitus on tehty kantavuuslaskennan tapaan. Vahventamisen yhteydessä on kuitenkin huomioitu poikkileikkauksen uusi korkeus ja pintavaluun asennetut lisäteräksset. Lävistysmitoituksen tulokset on esitetty alla.

Taulukko 53: Lävistysmitoituksen tulokset vahvennetulle poikkileikkaukselle

$F_{z,ULS}$ [kN]	$M_{z,ULS}$ [kNm]	A_{sx} [mm ² /m]	A_{sy} [mm ² /m]	d [mm]	$V_{u,NCCI2}$ [kN]	KA [%]	$V_{u,KLO}$ [kN]	KA [%]
2050	122	5260	3575	570	1760	116	2230	92

Taulukon 53 perusteella voidaan todeta, että lävistyskestävyys on kantavuuslaskentaohjeen mukaisen mitoituksen perusteella riittävä. Käyttöasteeksi lävistykselle on kantavuuslaskentaohjeen mukaan saatu 92 %. Liikenneviraston ohjeen NCCI2 mukaisesti lävistyskestävyys ylitetään ja käyttöasteeksi on määritetty 116 %. Vanhaan rakenteeseen ja taulukon 16 arvoihin verrattaessa voidaan todeta, että vahventamisella on kasvatettu lävistyskapasiteettia noin 13 %. [31]

Lävistysmitoituksen lisäksi vahvennetun rakenteen osalta on tarkasteltu rakenteen leikkauskestävyyttä. Leikkauskestävyys on määritetty rakenteen poikkisuunnassaan kahdessa eri kohtaa: reunapalkin juuressa sekä kannen keskiosassa. Poikkileikkausten teräsmäärä on sama ja käytännössä ainoastaan tehollinen korkeus muuttuu. Taulukossa 54 on esitettynä vahvennetun poikkileikkauksen leikkausmitoituksen tulokset.

Taulukko 54: Vahvennetun poikkileikkauksen leikkausmitoituksen tulokset

$F_{z,ULS}$ [kN]	A_s [cm ² /m]	d [mm]	$V_{u,NCCI2}$ [kN]	KA [%]	$V_{u,KLO}$ [kN]	KA [%]
499	75,6	470	448	111	491	102
499	75,6	610	458	109	501	100

Taulukon perusteella on todettu, että vanhan rakenteen osalta rakenteen leikkauskapasiteetti ylittyy hieman, mutta vahventamisen jälkeen rakenteen kantavuuslaskentaohjeen mukainen leikkauskapasiteetti on riittävä. NCCI2 mukaisen tarkastelun mukaan rakenteen leikkauskapasiteetti ylitetään noin 10 %:lla. [31]

Murtorajatilan lisäksi rakenteen kestävyyttä on tarkasteltu myös käyttörajoitilassa. Käyttörajoitilassa on kiinnitetty huomiota rakenteen halkeamaleveyksiin sekä sallittuihin jännityksiin. Halkeamamitoitus on tehty rakenteen alapinnassa normaalin poikkileikkausmitoituksentapaan tehollisen korkeuden kasvu huomioiden. Taulukossa 55 on esitettyä kentän halkeamaleveystarkastelun tulokset.

Taulukko 55: Vahvennetun rakenteen halkeamaleveydet kentässä

Kuormitus	M_{SLS} [kNm]	A_s [mm ² /m]	σ_s [MPa]	W_k [mm]	$W_{k,sall}$ [mm]	KA [%]
Tavallinen	416	3168	294	0,3	0,3	100
Pitkäaikainen	274	3168	196	0,2	0,2	100

Taulukon perusteella voidaan todeta, että sallitut halkeamaleveydet eivät ole ylittyneet vaan vahvennettu rakenne on riittävä täyttämään asetetut vaatimukset. Halkeamaleveyksien mitoituksen yhteydessä on tarkasteltu myös, etteivät NCCI2 mukaiset sallitut jännitykset ylity. Jännitystarkastelujen lopputulokset on esitetty alla.

Taulukko 56: Vahvennetun rakenteen jännitysrajojen tarkastelu

Kuormitus	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,sall}$ [MPa]	KA [%]	σ_c [MPa]	$\sigma_{c,sall}$ [MPa]	KA[%]
Tavallinen	294	320	92	10,85	18,0	60
Pitkäaikainen	196	-	-	6,56	13,5	49

Taulukon 56 mukaan voidaan todeta, etteivät sallitut jännitykset ylity rakenteen kenttäalueella. Betoniterästen sallitun jännityksen $0,8f_{yk}$ käyttöasteeksi on määritetty 92 %. Vastaavasti betonin sallitun puristusjännityksen käyttöasteeksi on määritetty tavalliselle yhdistelylle 60 % ja pitkäaikaiselle yhdistelylle 49 %. Käytetyt jännitysraajat betonin puristusjännitykselle ovat $0,6f_{ck}$ tavalliselle ja $0,45f_{ck}$ pitkäaikaiselle kuormitusyhdistelylle. [31]

Tukipoikkileikkauksen jännitystarkastelu on tehty kuormitushistoria huomioiden. Jännitysten laskennassa on käytetty sekä vanhalle, että uudelle rakenteelle halkeillutta poikkileikkausta. Taulukoissa 57 ja 58 on esitetty poikkileikkauksen määräävien pisteiden jännitykset ennen vahventamista ja vahventamisen jälkeen.

Taulukko 57: Poikkileikkauksen jännitystarkastelut halkeilemattomana

Aika	M_{SLS} [kNm]	I [mm ⁴]	$\sigma_{c,yp}$ [MPa]	$\sigma_{c,ap}$ [MPa]	$\sigma_{s,yp}$ [MPa]	$\sigma_{s,vahv}$ [MPa]
Ennen	232	17547534837	3,31	-3,98	61,49	-
Jälkeen	196	24296176101	3,56	-5,55	20,5	25,39
		Yhteensä	6,87	-9,53	81,96	25,39

Taulukko 58: Poikkileikkauksen jännitystarkastelut halkeilleena

Aika	M_{SLS} [kNm]	I [mm ⁴]	$\sigma_{c,yp}$ [MPa]	$\sigma_{c,ap}$ [MPa]	$\sigma_{s,yp}$ [MPa]	$\sigma_{s,vahv}$ [MPa]
Ennen	232	9384819841	8,68	-4,936	163,6	-
Jälkeen	196	6200618006	25,84	-9,87	152,0	172
		Yhteensä	34,52	-14,81	315,64	172,00

Poikkileikkauksen jännitystarkastelu on tehty lopulta halkeilemattomana. Taulukon 58 perusteella voidaan todeta, että poikkileikkauksen jännitykset eivät ylitä sallittuja arvoja. Sallittuina jännityksinä on käytetty betonille $0,6f_{ck} = 18$ MPa ja teräkselle $0,8f_{yk} = 400$ MPa. [31]

Poikkileikkauksen murtotapa on määritetty laskemalla teräksen venymä sillä hetkellä, kun betoni saavuttaa murtopuristuman. Vanhan teräksen venymäksi betonin murtohetkellä on määritetty 5,2 ‰. Näin ollen teräs on ylittänyt myötövenymän $\sim 1,8$ ‰, mutta alittaa kuitenkin NCCI2 mukaisen murtovenymän 10 ‰. Lisäksi sitkeän murtotavan varmistamiseksi on myös tarkasteltu pintalaattaan asennettavien lisäterästen venymät betonin murtohetkellä. Lisäterästen venymäksi on määritetty 6,1 ‰, joka ylittää lisäterästen myötövenymän $\sim 2,4$ ‰, mutta alittaa kuitenkin aiemmin esitetyn murtovenymän. [31]

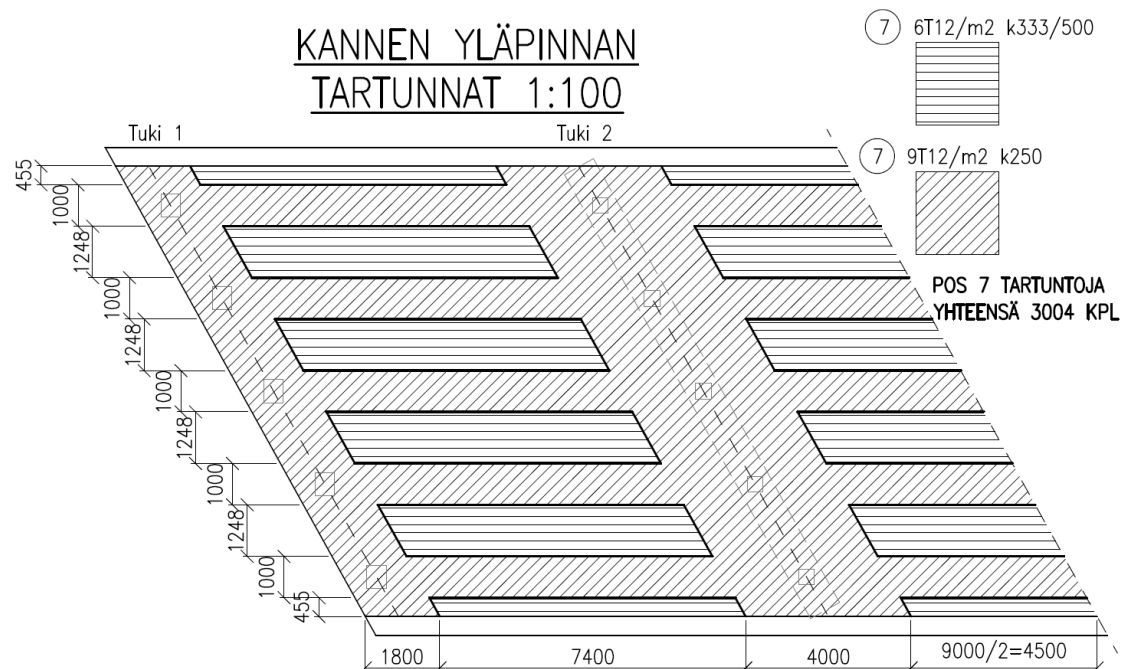
4.4.5 Leikkausliitoksen mitoitus

Kovjoen sillan vanhan ja uuden rakenteen välinen liitos on mitoitettu NCCI2 luvun 6.2.4 mukaisesti. Liitosta käsitellään eri aikaan valettujen betonipintojen leikkausliitoksena, jonka mitoitus on käsitelty myös luvussa 3.5.2. Mitoituksessa ei kuitenkaan ole huomioitu betonipintojen välistä kitkaa. Liitoksen kapasiteettia on lopulta myös rajoitettu työsauman suunnitteluohjeen mukaisesti niin, että liitoksen kestävyydestä 50 % koostuu raudotteiden kestävyydestä. Taulukossa 59 on esitettyä leikkausliitoksen mitoitus.

Taulukko 59: Leikkaussauman mitoitusperusteet ja tulokset

Alue	Raudote / m ²	A_s [mm ² /m ²]	ρ	$\mu\rho f_{ctd}$ [Mpa]	cf_{ctd} [Mpa]	τ_{sall} [MPa]
Kenttä	6 T 12	678,584	0,00068	0,216	0,9	0,432
Tuki	9 T 12	1017,88	0,001	0,324	0,9	0,648

Taulukon perusteella on todettu, että sallittu leikkausvoima kenttäalueella on 266 kN/m ja tukialueella 399 kN/m. Mitoituksessa on oletettu, että betonipintojen karheus on luokkaa ”karhea”. Liitoksen kuormituksena on oletettu olevan sillan päällysteiden oma paino sekä sillan hyötykuorma. Alla on esitetty tartuntaterästen sijoittelu sillan kannen alueella.



Kuva 42: Tartuntaterästen sijoittelu kannen yläpinnassa [31]

Kuvan 42 perusteella voidaan todeta, että tartuntaterästen määrää on optimoitu leikkausvoimapiinnan mukaisesti. Leikkausvoiman kuormittamilla alueilla (tuilla) on käytetty tartuntateräksinä T12 k250, kun taas vastaavasti kenttäalueilla liitinmääränä on käytetty T12 k333/k500. [31]

Sillan kanteen on vahventamisen yhteydessä asennettu näin ollen yhteensä 3004 kpl. Tartuntaraudoitteiden määrä sillan kannen neliötä kohti on näin ollen $8,1 \text{ kpl/m}^2$. Raudoitteiden paino sillan kannen neliötä kohti on vastaavasti $3,3 \text{ kg/m}^2$. [31]

4.5 Kavilan ylikulkusilta

4.5.1 Kohteen yleistiedot

Kavilan ylikulkusilta on 5-aukkoinen teräsbetoninen laattasilta, joka sijaitsee Salossa tieosuudella Tammisaari – Jokioinen. Sillan kantavuustarkastelussa esitetyt tiedot on otettu lähteen kantavuus- ja vahventamislaskelmista. [32] Sillan ominaistiedot on esitetty alla.

Siltatyyppi	Teräsbetoninen jatkuva laattasilta
HL (ennen korjausta)	10,50 m
HL (korjauksen jälkeen)	11,00 m
Sillan jännemitat	12,00 + 15,00 + 15,00 + 15,00 + 12,00 m
Sillan kokonaispituus	81,34 m
Vinous	0°
Valmistumisvuosi	1967
Suunnittelukuormitus	AI/2
Vahventamisvuosi	2016

Materiaalit:

Vanha betoni:	C25/30
Uusi betoni:	C35/45
Vanha betoniteräs:	V40
Uusi betoniteräs:	A500HW

Sillan kansi on poikkisuunnassaan yhteen suuntaa kalteva. Kansi on jaettu kahteen yhtä leveään erilliseen laattaan pituussuuntaisella saumalla. Kannen rakennekorkeus on kenttäalueilla 580 mm ja tukialueilla 680 mm. [32] Sillan poikkileikkaus on esitetty liitteessä 7.

4.5.2 Mitoituskuormat ja rakennemalli

Kavilan sillan mitoituksessa on pysyvinä kuormina käytetty vanhan rakenteen omaa painoa, pintalaatan omaa painoa sekä päällysteen ja kaiteiden painoa. Vanhan rakenteen ja pintalaatan omat painot on määritetty käyttäen todellisia poikkileikkauksia ja teräsbetonin tilavuuspaino 25 kN/m^3 . Päällystekerroksen painona on käytetty $2,7 \text{ kN/m}^2$, lisäpäällystekerroksen painona $1,0 \text{ kN/m}^2$ ja kaiteiden painona $1,0 \text{ kN/m}^2$. Omien painojen lisäksi pysyvänä kuormana on käytetty pintalaatan kutistumasta aiheutuvia rasituksia. Kutistuman suuruudeksi on määritetty 50 vuoden kuluttua valusta $0,2712 \text{ ‰}$ ja se on huomioitu rakennemallissa sillan päädyssä vaikuttavana pistemomenttina. [32]

Muuttuvina kuormina käytetään liikenne- sekä lämpötilakuormia. Liikennekuormina on käytetty sekä kantavuus- että vahventamislaskelmissa Siltojen kuormat (TIEL 2172072-99) [33] mukaisia liikennekuormia Lk1 ja Ek1. Liikennekuorma Lk1:n akselipainona on käytetty 210 kN ja samaan aikaan vaikuttavan pintakuormana 3 kN/m^2 . Vastaavasti erikoiskuljetuskaavio Ek1:n yhteydessä on käytetty 40 % sysäyslisää, jonka huomioiminen nostaa akselipainon 420 kN. Lisäksi kestävyyttä on tarkasteltu kantavuuslaskentaohjeen mukaisen Y10 kaavion rasituksille, kun käytetään 100 kN akselipainoa ja dynaamista kerrointa. Liikennekuormien kuormituskaaviot on esitetty liitteessä 1.

Liikennekuorman lisäksi muuttuvana kuormana on käytetty lämpötilakuormaa, sekä työnaikaista kuormaa. Lämpötilakuormana on käytetty ylä- ja alapinnan välistä lämpötilaeroa, jonka arvoksi on määritetty $+10/-5$ °C:ta. Työn aikaisena kuormituksena on vastaavasti käytetty 3 kN/m^2 ja se on sijoitettu sillalle kulloinkin määräävään kenttään koko kentän alueelle. [32]

Kuormitukset on yhdistelty Siltojen kuormat ohjeen mukaisesti. [33] Taulukossa 60 on esitetty käytetyt osavarmuusluvut murtorajatilassa.

Taulukko 60: Murtorajatilan osavarmuusluvut

Kuorma	Pysyvä	LK1	EK1	Lämpötila	Työnaikainen
Osavarmuusluku	0,9/1,2	1,8	1,4	1,6	1,6

Liikennekuorman pitkäaikaisena osavarmuuslukuna on käytetty 0,3. Kutistuman ja lämpötilaeron aiheuttamia rasituksia ei ole huomioitu murtorajatilan tarkasteluissa.

Sillan rakennemallissa on huomioitu 4 erilaista rakenteen toiminnallista vaihetta. Ensimmäisessä vaiheessa kansilaatan yläpinta on purettu ja pintalaatta valettu vanhan laatan päälle. Toisessa vaiheessa betoni on kovettunut ja rakenne toimii liittorakenteena. Tässä vaiheessa pintalaatan kutistuminen jatkuu ja pintarakenteet rakennetaan. Kolmannessa vaiheessa silta on avattu liikenteelle ja muuttuvat kuormat kuormittavat rakennetta. Tässä vaiheessa uuden ja vanhan rakenteen virumaero on suuri. Neljännessä vaiheessa pintalaatan viruma on kasvanut ja kuormitukset ovat näin ollen jakaantuneet tasaisemmin vanhan ja uuden betonin välille. Kannesta on mallinnettu rakennemalliin pelkästään toinen puolisko. Kannen mallintamiseen on käytetty $\sim 0,5$ m kokoisia laattaelementtejä ja pilarimaiset tuet on mallinnettu palkkirakenteina, jotka on tuettu alapäästään jäykästi. Liittorakenteen osalta mallissa on käytetty halkeilemattoman rakenteen poikkileikkaussuureita. [32]

4.5.3 Kantavuuslaskennan tulokset

Rakenteen kantavuus on tarkasteltu Tiehallinnon ohjeen [16] mukaisille liikennekuormilla EK1 ja LK1. Kantavuustarkastelun perusteella on todettu, ettei sillan päällysrakenteen kestävyys ole riittävä kantamaan edellä esitettyjä liikennekuormia. Kantavuudessa on havaittu puutteita sekä murto-, että käyttörajatilassa sillan kenttä- ja tukialueilla. Lisäksi rakenteen leikkauskestävyys ylittyy mitoituskuormilla leikkausraudoittamattomilla alueilla. [32]

4.5.4 Vahventaminen

Sillan vahventamisessa on päädytty valamaan vanhan rakenteen päälle 140 mm korkea pintalaatta. Näin ollen rakennekorkeutta on kasvatettu todellisuudessa 110 mm, kun

ennen valua vanhan rakenteen pinnasta on piikattu 30 mm paksuinen kerros huonoa betonia pois. Pintalaattaan on asennettu perusraudoitus T20k200 molempiin suuntiin. Tämän lisäksi tukialueelle on asennettu sillan pituussuuntaan lisäteräksset T20k200L4000. [32]

Vahventamislaskelmissa on taulukoituna eri kuormitusten aiheuttamat rasitukset eri poikkileikkauksissa. Laskelmissa on myös eroteltuna rasitukset eri rakennemalleilla laskettuna.

Taulukko 61: Eri kuormien aiheuttamien taivutusrasitusten ominaisarvot kenttäalueilla [kNm]

Sijainti	Reunakenttä T5-T6	Keskikenttä T2-T3
Rakennemalli: Valunaikainen		
Vanha laatta	143	131
Pintalaatta	72	58
Työkuorma	38	
Rakennemalli: Liittorakenne		
Päällyste	24	21
Lisäpäällyste	9	8
Kaiteet	1	1
Vanha laatta	115	107
Pintavalu	51	46
Lk1, tasainen	38	43
Lk1, telikuorma	227	252
Ek1 telikuorma	352	290
Lämpötilaero	66	146
Kutistuma	31	5

Taulukko 62: Eri kuormien aiheuttamien taivutusrasitusten ominaisarvot sillan tuilla [kNm]

Sijainti	Tuki T2	Tuki T4
Rakennemalli: Valunaikainen		
Vanha laatta	308	316
Pintalaatta	123	179
Työkuorma	-	82
Rakennemalli: Liittorakenne		
Päällyste	58	60
Lisäpäällyste	22	22
Kaiteet	0	0
Vanha laatta	274	283
Pintalaatta	109	108
Lk1, tasainen	72	79
Lk1, telikuorma	264	265
Ek1 telikuorma	527	547
Lämpötilaero	89	64
Kutistuma	15	1

Murtorajatilán kuormat on yhdistelty kuormitushistoriaa huomioimatta niin, että rasitukset on otettu liittorakenteen rakennemallista. Käyttörajatilan kuormat on vastaavasti yhdistelty kuormitushistoria huomioiden. Taulukoissa 63 ja 64 on esitettyä mitoittavat taivutusrasitukset eri rajatiloissa.

Taulukko 63: Kenttáalueen mitoittavat rasitukset eri yhdistelyillä

	M_{uls} [kNm]	$M_{uls,työ}$ [kNm]	$M_{sls,freq}$ [kNm]	$M_{sls,qp}$ [kNm]
Rasitus	752	325	697	371
Määräävä LK	Lk1	-	Ek1	Ek1
Määräävä PL	T2-T3 keskellä	T5-T6 reunassa	T2-T3 reunassa	T5-T6 reunassa

Taulukko 64: Tukialueen mitoittavat rasitukset eri yhdistelyillä

	M_{uls} [kNm]	$M_{uls,työ}$ [kNm]	$M_{sls,freq}$ [kNm]	$M_{sls,qp}$ [kNm]
Rasitus	1332	717	1140	718
Määräävä LK	Ek1	-	Ek1	Ek1
Määräävä PL	T4	T4	T2	T2

Mitoituksen osalta sillan poikkileikkausta on tarkasteltu kenttä- ja tukialueilla sekä murtoto-, että käyttörajatilassa. Murtorajatilassa on tarkasteltu poikkileikkauksen taivutus- ja leikkauskestävyyttä. Vastaavasti käyttörajatilassa on tarkasteltu sallittuja halkeamaleveyksiä ja sallittuja jännityksiä. [32]

Työn aikaisessa taivutusmitoituksessa on tarkasteltu tilannetta, jossa pinnan betonista on poistettu 30 mm ja rakennetta kuormittavat työnaikaiset kuormitukset. Työnaikainen taivutusmitoitus on esitetty taulukoissa 65 ja 66.

Taulukko 65: Murtorajatilan työnaikainen taivutusmitoitus

Alue	h [mm]	A_s [mm ²]	M_{uls} [kNm]	$M_{b,Rd}$ [kNm]	Käyttöaste
Kenttä	550	3456	325	589	55 %
Tuki	550	3707	717	804	89 %

Taulukko 66: Käyttörajatilan työnaikainen taivutusmitoitus

Alue	$\sigma_{s,nom}$ [MPa]	f_{yk} [MPa]	Käyttöaste	$\sigma_{c,nom}$ [MPa]	$0,6f_{ck}$ [MPa]	Käyttöaste
Kenttä	168	400	42 %	7,3	15	49 %
Tuki	284	400	71 %	11	15	73 %

Yllä olevien taulukoiden perusteella on todettu, että työnaikainen poikkileikkaus kestää siihen kohdistuvat rasitukset.

Liittorakenteen toiminnan kannalta murtorajatilan mitoitus on tavanomaisen teräsbetonipoikkileikkauksen mukaisesti. Mitoituksessa on huomioitu poikkileikkauksen muuttunut tehollinen korkeus ja tukialueella poikkileikkauksen kasvanut vetoterästen määrä. Tukialueen kestävyys laskennassa on huomioitu myös poikkileikkauksen alapinnassa olevat puristusteräket. Taulukossa 67 on esitettyä murtorajatilan mitoituksen tulokset

Taulukko 67: Murtorajatilan taivutusmitoituksen tulokset liittorakenteelle

Alue	h [mm]	A_s [mm ²]	M_{uls} [kNm]	$M_{b,Rd}$ [kNm]	Käyttöaste
Kenttä	690	3456	752	779	97 %
Tuki	690	6597	1332	1712	78 %

Näin ollen yllä olevan taulukon perusteella on todettu, että vahvennettu poikkileikkaus kestää sille asetetut tavoitekuormat. Lähimmäksi kestävyyttä on päädytty rakenteen kenttäalueella, jossa käyttöaste murtorajatilassa on 97 %. Tukialueen käyttöaste on jäänyt jonkin verran alhaisemmaksi 78 %:iin. [32]

Murtorajatilan lisäksi rakenteen kestävyyttä on tarkasteltu käyttörajatilassa. Käyttörajatilan tarkastelut on tehty rakentamishistoria huomioiden. Näin ollen vanhaan rakenteeseen muodostuneet venymät ja jännitykset on laskettu erikseen ja summattu myöhemmin liittorakenteen rasitusten kanssa. Taulukkoon 68 on kerätty valunaikaisten kuormitusten aiheuttamat venymät rakenteen yläpinnan betonissa (kenttä) ja yläpinnan teräksissä (tuki).

Taulukko 68: Valunaikaisten kuormitusten aiheuttamat rasitukset vanhan rakenteen yläpinnassa

Alue	M_{valu} [kNm]	ϵ	E [GPa]	σ [Mpa]
Kenttä	690	-0,000369052	31,5	-11,6
Tuki	690	0,0011286	200	225,7

Lopuksi yllä olevan taulukon jännityksiin ja venymiin on summattu liittorakenteelle kohdistuvat rasitukset ja venymät. Liittopoikkileikkauksen jännitystarkastelun tulokset tuki- ja kenttäalueilla on esitetty alla olevissa taulukoissa 69 ja 70. [32]

Taulukko 69: KRT:n ominaisyhdistelyn jännitykset liittorakenteelle tukialueella

Alue	$\sigma_{s,\text{vanha}}$ [MPa]	$f_{yk,\text{vanha}}$ [MPa]	KA	$\sigma_{s,\text{uusi}}$ [MPa]*	$f_{yk,\text{uusi}}$ [MPa]	KA	$\sigma_{c,\text{ap}}$ [MPa]	$0,66f_{ck}$ [MPa]	KA
Tuki	375	400	94 %	285	500	57 %	16	16,5	97 %

Taulukko 70: KRT:n ominaisyhdistelyn jännitykset liittorakenteelle kenttäalueella

Alue	$\sigma_{s,\text{vanha}}$ [MPa]	$f_{yk,\text{vanha}}$ [MPa]	KA	$\sigma_{c,\text{yp,uusi}}$ [MPa]	$0,6f_{ck,\text{uusi}}$ [MPa]	KA	$\sigma_{c,\text{yp, vanha}}$ [MPa]	$0,6f_{ck,\text{vanha}}$ [MPa]	KA
Kenttä	382	400	96 %	10,7	21	51 %	8,9	15	59 %

Taulukoiden 69 ja 70 perusteella on todettu, että vahvennetun rakenteen jännitykset pysyvät alle sallittujen jännitysten. Lähimpänä raja-arvoja on tukialueella puristetun betonin jännitys, jossa käyttöaste on 97 %. Lisäksi vanhojen betoniterästen jännitykset nousevat liittorakenteella lähelle sallittua rajaa (käyttöasteet tuella 94 % ja kentässä 96 %). Pintalaataan asennettavien terästen käyttöaste on jäänyt 57 % ja sen laskennassa on huomioitu myös pintalaatan kutistuma. Ilman kutistuman huomioimista pintalaatan terästen jännitykseksi on saatu 190 MPa. [32]

Käyttörajatilassa on tarkasteltu sallittujen jännitysten lisäksi myös halkeamaleveyksiä. Halkeamaleveydet on laskettu vanhoissa ja uusissa teräksissä vaikuttavien teräsjännitysten perusteella. Tämän lisäksi lisälaatan halkeamaleveydet on tarkastettu laatan kutistumisesta aiheutuvalla kuormalla. Kutistumasta aiheutuvan lisälaatan halkeilumitoituksen tulokset on esitetty taulukossa 71.

Taulukko 71: Lisälaatan estetyn kutistuman halkeamamitoituksen tulokset

Kuorma	Vetovoima	Raudoitus	A_s [mm ² /m]	$\sigma_{s,\text{halkeama}}$ [MPa]	$W_{s1s,qp}$ [mm]	$W_{sall,qp}$ [mm]	KA
Kutistuma	199 kN/m	T20 k200	1571	127	0,223	0,228	98 %

Taulukon 71 perusteella on todettu, että estetyn kutistuman aiheuttamien halkeamien leveys pysyy sallituissa rajoissa. Käyttöasteeksi pitkäaikaiselle halkeamaleveydelle on määritetty 98 %. [32]

Myös liittorakenteen halkeamaleveydet on määritetty käyttörajatilan tavallisen ja pitkäaikaisen kuormitusyhdistelyjen teräsännitysten perusteella. Taulukossa 72 on esitettyä liittorakenteen halkeamamitoituksen tulokset.

Taulukko 72: Liittorakenteen halkeamamitoituksen tulokset

Alue	A_s [mm ²]	$w_{sls,fr}$ [mm]	$w_{sall,fr}$ [mm]	KA	$w_{sls,qp}$ [mm]	$w_{sall,qp}$ [mm]	KA
Kenttä	3456	0,23	0,275	84 %	0,07	0,206	34 %
Tuki	6597	0,17*	0,342	50 %	0,1*	0,228	44 %

Yllä olevan taulukon perusteella on todettu, etteivät sallitut halkeamaleveydet ylity käyttörajatilan yhdistelyillä. Määräavimmaksi halkeamaleveydeksi tulee kenttäalueen halkeamaleveys tavallisella yhdistelyllä, jolloin halkeamaleveys on 0,23 mm ja käyttöaste 84 %. Tukialueella halkeamaleveyksien laskennassa on huomioitu myös pintalaatan kutistuma. Käyttöaste on jäänyt tästä huolimatta kuitenkin 50 % tasolle. [32]

Taivutusmitoituksen lisäksi vahvennetun rakenteen kestävyttä on tarkasteltu leikkausvoimaa vastaan. Kantavuustarkastelun perusteella havaittiin leikkauskestävyyden ylittävän rakenteen kenttäalueella n. 3 metriä välitulta. Kenttäalueella vedettyjen terästen määrä ei vahventamisen myötä lisäännä vaan vahventamisen vaikutus perustuu pelkästään rakennekorkeuden kasvuun. Alla olevassa taulukossa on esitettyä vahvennetun poikkileikkauksen leikkausmitoituksen tulokset.

Taulukko 73: Leikkausmitoituksen tulokset

Alue	$V_{b,Rd,0}$ [kN]	$V_{b,Rd,vahv}$ [kN]	Δ	V_{uls} [kN]	KA_{vahv}
Kenttä	303	352	16 %	363	103 %

Vahventamisen jälkeen rakenteen kestävyys on pääosin riittävä vastaanottamaan mitoitettavan leikkausvoiman. Kestävyys ylittyy hieman (3 %) laatan ja reunapalkin rajapinnassa, mutta reunapalkin ylimääräisen leikkauskapasiteetin on oletettu vahvistavan laatan reunaa tämän verran. [32]

4.5.5 Leikkausliitoksen mitoitus

Vanhan ja uuden laatan välinen rajapinta on Kavilan sillassa mitoitettu Model Code 2010:n mukaisesti. Menetelmää on käsitelty tarkemmin tämän työn luvussa 3.5.1. Liitoksen mitoitus on tehty alla esitettyjen mitoitusperiaatteiden mukaisesti:

- Betonin vesipiikattu pinta on karheudeltaan ”very rough”.
- Rajapinnan kuormat ovat väsyttäviä /dynaamisia, joten rajapinnan kertoimia redusoidaan kertoimilla 0,5 raudoittamattomalle liitokselle ja 0,4 raudoitetulle liitokselle
- Tartuntateräksiset asennetaan pelkästään alueelle, jossa hauraan liitoksen kestävyys ylittyy.
- Rajapinnan jännityksen on oletettu olevan ≥ 0 , joten pintojen välistä kitkaa ei ole huomioitu laskelmissa.
- Alueilla, jossa rajapinnan leikkauskestävyys raudoittamattomana ylittää kuormittavan leikkausvoiman, ei pintojen väliin tarvita raudoitusta.

Nyt rajapinnan leikkauskestävyys on määritetty luvun 3.5.1 kaavan 15 perusteella yllä olevat ehdot huomioiden. Leikkauskestävyyden laskenta on esitetty 74.

Taulukko 74: Raudoitetun liitoksen leikkauskestävyyden laskenta

Alue	C_r	K_1	K_2	μ	Raudoitus	ρ_1	$\tau_{Rd,nom}$ [kN/m ²]	k_{fat}	$\tau_{Rd,fat}$ [kN/m ²]
0-1 m tuelta	0,3	0,5	0,5	0,8	T 12 k200 s200	0,002827	1379	0,4	552
1-4 m tuelta	0,3	0,5	0,5	0,8	T 12 k400 s400	0,0007069	832	0,4	333

Taulukossa on esitetty rajapinnan leikkauskestävyydet 0-1 m tuelta ja 1-4 m tuelta oleville alueille. Jaottelu perustuu raudoituksen määrään kullakin alueella. Liitoksen ominaiskestävydeksi on 0-1 m tuelta saatu 1379 kN/m² ja 1-4 m tuelta 832 kN/m². Kun väsyttävien/dynaamisten kuormien vaikutus on huomioitu, on redusoiduiksi kestävyyksiksi määritetty 0-1 m tuelta 552 kN/m² ja 1-4 m tuelta 333 kN/m². [32]

Rakenteen kenttäalueella tartuntaraudoitusta ei ole käytetty ja kestävyys on näin ollen määritetty luvun 3.5.1. kaavan 12 perusteella hauraana liitoksena. Myöskään tässä yhteydessä ei pintojen välistä kitkaa ole huomioitu laskelmissa. Taulukossa 75 on esitetty nä leikkausliitoksen mitoitus rakenteen kentässä.

Taulukko 75: Leikkausliitoksen mitoitus kenttäalueella

Alue	C_a	f_{ctd} [MPa]	$\tau_{Rd,nom}$ [kN/m ²]	k_{fat}	$\tau_{Rd,fat}$ [kN/m ²]
Kenttä	0,5	1,33	665	0,5	332,5

Taulukon perusteella leikkausraudoittamattoman liitoksen kestävyys ominaisarvoksi on saatu 665 kN/m². Kun kuormien dynaaminen / väsyttävä vaikutus huomioidaan, saadaan kestävyys redusoiduksi arvoksi 332,5 kN/m². [32]

Rajapinnan leikkausvuon laskennassa on oletettu rakenne täysin halkeilleeksi. Leikkausvuon laskenta on suoritettu kaavalla

$$v_d = \frac{f_{sd}}{m_{yd} - m_{g0}} \frac{dm_y}{dx}. \quad (72)$$

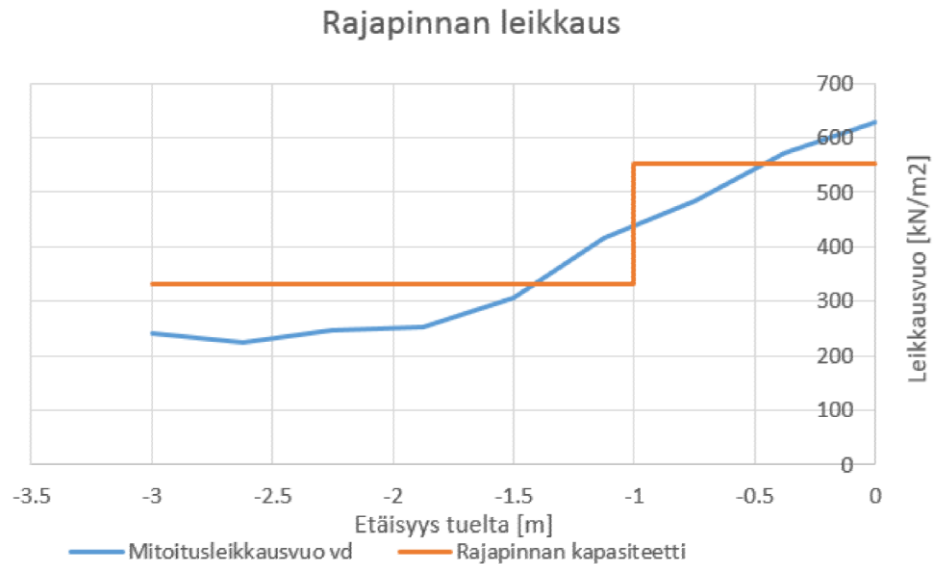
Kaavassa 72 f_{sd} kuvaa lisäterästen myötövoimaa, m_{yd} poikkileikkauksen taivutuskestävyyttä, m_{g0} työnaikaisten omien painojen aiheuttamaa taivutusmomenttia ja dm_y/dx laatan leikkausvoimaa (taivutusmomentin derivaatta). [32]

Taulukossa 76 on esitetty leikkausvuon laskennan periaatteet tuen lähialueella.

Taulukko 76: Leikkausvuon laskennan periaatteet tuen lähialueella

Koordinaatti	m_{yd} [kNm/m]	f_{sd} [kN/m]	h [mm]	Vanhat teräkset	Lisäteräkset
T-0 m	1671	1423	790	T22 k147 + T25 k440	T20 k100
T-0,375 m	1671	1423	790	T22 k147 + T25 k440	T20 k100
T-0,75 m	1500	1423	760	T22 k189 + T25 k440	T20 k100
T-1,125 m	1403	1423	720	T22 k189 + T25 k440	T20 k100
T-1,5 m	907	714	690	T22 k264 + T25 k440	T20 k100
T-1,875 m	907	714	690	T22 k264 + T25 k440	T20 k100
T-2,25 m	800	714	690	T22 k440 + T25 k440	T20 k100
T-2,625 m	800	714	690	T22 k440 + T25 k440	T20 k100
T-3 m	672	714	690	T22 k440 + T25 k440	T20 k100

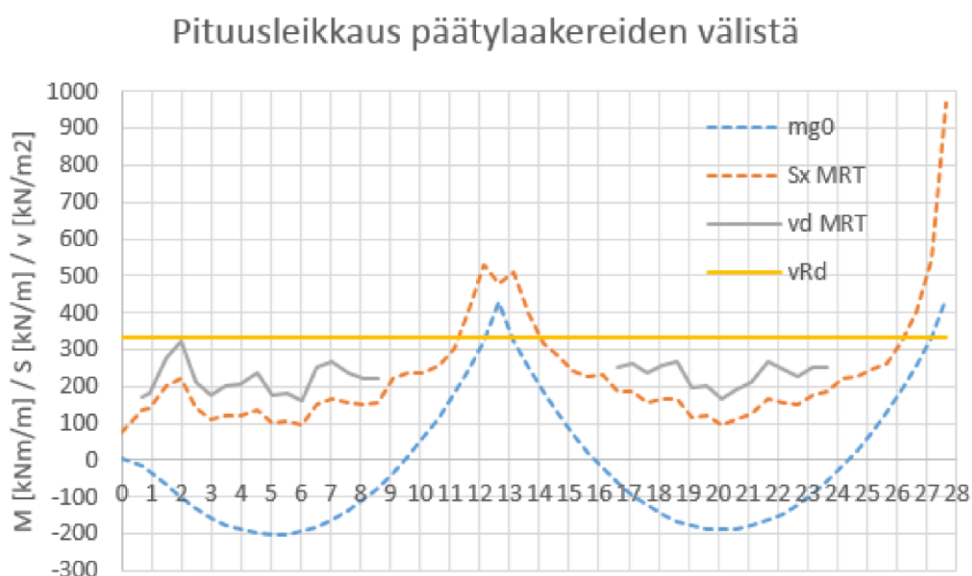
Nyt yllä olevan taulukon 76 ja kaavan 72 perusteella on määritetty mitoittava leikkausvuon arvo eri poikkileikkauksissa rakenteen tukialueella. Leikkausvuon ja leikkauskestävyyden muutos on esitetty alla.



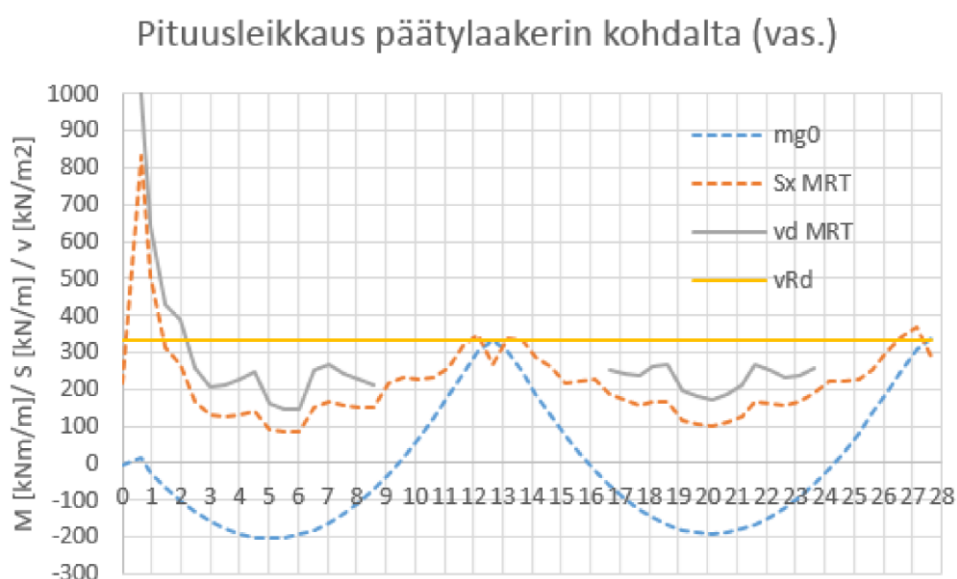
Kuva 43: Rajapinnan kestävyystarkastelun tulokset [32, kuva 14]

Tartuntaterästen sijoittelu on tehty porrastamalla kestävyys yllä olevan kuvan mukaisesti. Kuvassa 40 esiintyvä kestävyiden puute (0-0,5 m) katetaan seuraavan ”osuuden” (0,5-1,0 m) ylimääräisellä kapasiteetilla. [32]

Laattojen välistä leikkausvuota on tarkasteltu tukialueen lisäksi myös rakenteen kentässä. Kenttäalueen leikkausvuo on määritetty kaavan 72 perusteella käyttäen taivutuskestävyyden m_{yd} sijaan poikkileikkauksen myötömomenttia ja terästen vetolujuuden sijaan myötömomenttia vastaavaa betonilaatan puristusvoimaa. Poikkileikkauksen myötömomentiksi on määritetty 697 kNm/m ja myötömomenttia vastaavaksi betonilaatan puristusvoimaksi 870 kNm/m. Kuvissa 41 ja 42 on esitettyä raudoittamattoman leikkausliitoksen kestävyys ja mitoittava leikkausvuo sillan eri osissa.



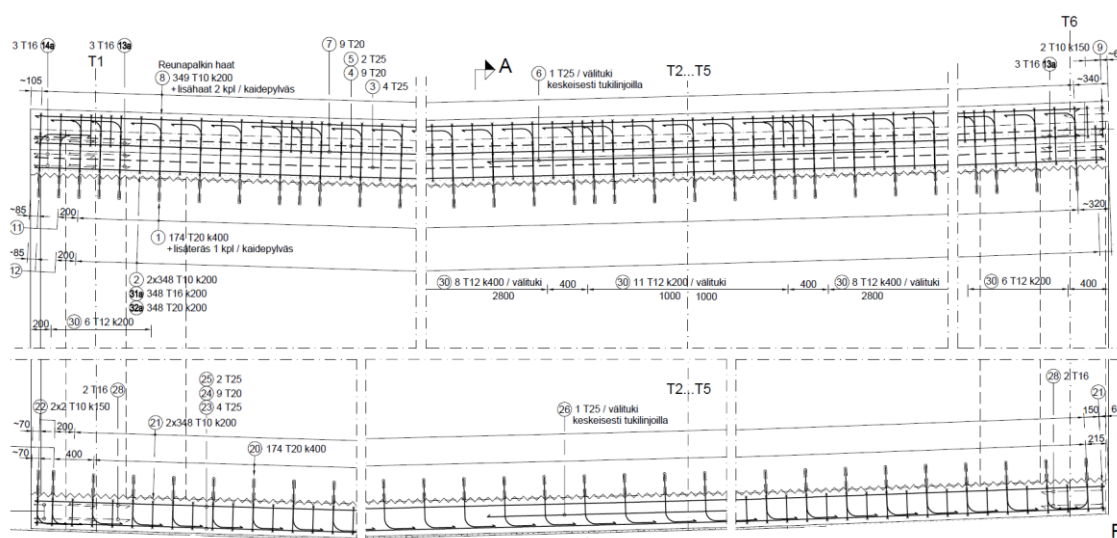
Kuva 44: Leikkausliitoksen mitoituksen tulokset laakerien välissä



Kuva 45: Leikkausliitoksen mitoituksen tulokset vasemman päätylaakerin linjalla

Yllä olevien kuvien perusteella on todettu, että raudoittamattoman leikkausliitoksen kestävyys on riittävä rakenteen kenttäalueella. Välitukialueen kestävyys on tarkasteltu aiemmin tässä luvussa.

Raudoittamattoman liitoksen kestävyys on havaittu kuitenkin ylittyvän sillan päätytuella laakerin kohdalla. Ylityksen on kuitenkin todettu pääosin johtuvan pistemäisistä laakerituista, eikä sen näin ollen oleteta olevan todellinen. Sillan päädyn rajapintaan on asennettu kuitenkin leikkausraudoitus, jolla kutistuman aiheuttama lisälaatan vetovoima on ankkuroitu. Tällä tavoin on varmistettu myös sillan pään toiminnasta leikkausrasituksille. Kuvassa 46 on esitetty tartuntojen sijoittelu sillan kannelle.



Kuva 46: Tartuntaterästen sijoittelu sillan kannelle [32]

Yllä olevassa kuvassa esitetyt liittimet on merkitty tunnisteella 30. Kuvasta havaitaan, että liittimien määrää on optimoitu vastaamaan leikkausvoimapintaa. Suurten leikkausvoimien alueella (tuilla) on käytetty T12 k200 raudoitusta ja vastaavasti lähellä tukialuetta T12 k400 raudoitusta. Kenttäalueen leikkaussauma on mitoitettu raudoittamattomana eikä sinne näin ollen ole asennettu tartuntateräksiä. [32]

Sillan kanteen on vahventamisen yhteydessä asennettu tartuntoja näin ollen yhteensä 5520 kpl. Tartuntaraudoitteiden määrä sillan kannen neliötä kohti on näin ollen $6,17 \text{ kpl/m}^2$. Raudoitteiden paino sillan kannen neliötä kohti on vastaavasti $2,785 \text{ kg/m}^2$. [32]

4.6 Niinijoen silta

4.6.1 Kohteen yleistiedot

Niinijoen silta on 3-aukkoinen teräsbetoninen laattasilta, joka sijaitsee Loimaalla VT9:llä. Sillan kantavuustarkastelussa esitetyt tiedot on otettu lähteen kantavuus- ja vahventamislaskelmista. [34] Sillan alittaa Niinijoki. Sillan ominaistiedot on esitetty alla.

Siltatyyppi	Teräsbetoninen jatkuva laattasilta
HL (ennen vahvennusta)	10,50 m
HL (vahvennettuna)	11,50 m
Sillan jännemitat	9,60 + 12,00 + 9,60 m
Sillan kokonaispituus	37,1 m
Vinous	0°
Vahventamisvuosi	2015

Materiaalit:

Vanha betoni:	K300
Uusi betoni:	C35/45 / C30/37
Vanha betoniteräs:	A400H
Uusi betoniteräs:	A500HW

Sillan kansi on poikkisuunnassaan 1:50 harjakalteva. Lisäksi sillan matkalla on 30 mm pituuskallistus. Vanhan rakenteen rakennekorkeus on kenttäalueilla 520 mm ja tukialueilla 555 mm. Vastaavasti vahvennetun rakenteen rakennekorkeus on kenttäalueilla 555 mm ja tukialueilla 655 mm. [34] Kannen poikkileikkaus on esitetty liitteessä 8.

4.6.2 Mitoituskuormat

Niinijoen sillan rasisitusten määrittämisessä pysyvinä kuormina on käytetty vanhan rakenteen omaa painoa, pintalaatan omaa painoa sekä pintarakenteiden ja kaiteiden painoa. Vanhan rakenteen kuorma on mallinnettu todellisen poikkileikkauksen mukaan käyttämällä betonin tilavuuspainona $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$. Pintalaatta on mallinnettu $2,75 \text{ kN/m}^2$ suuruisena pintakuormana. Pintarakenteen kuormana on käytetty $2,9 \text{ kN/m}^2$ ja kaiteen painona $0,8 \text{ kN/m}$. Pysyvänä kuormana on käytetty lisäksi pintalaatan kutistumaa. Kutistuma on mallinnettu lämpötilakuormana, jonka suuruus on määritetty erikseen kullekin ajanhetkelle. Kutistuman suuruutena on käytetty ajanhetkellä ($t = 30\text{d}$) $0,00347$, jolloin lämpötilakuormaksi on saatu $\Delta T = 3,5 \text{ }^\circ\text{C}$. Vastaavasti lopulliseksi kutisumaksi ($t = \infty$) on määritetty $0,02374$, jolloin lämpötilakuorma $\Delta T = 23,7 \text{ }^\circ\text{C}$. [34]

Muuttuvina kuormina on käytetty lämpötilakuormaa sekä liikennekuormia LM1 ja LM2. Lämpötilakuormana on huomioitu lineaarinen lämpötilaero ylä- ja alapinnan välillä. Lämpötilaeroksi on saatu 10,5 °C, kun yläpinta on lämpimämpi ja 8 °C, kun alapinta on lämpimämpi. [34]

Muuttuvina kuormina on huomioitu myös liikennekuormat LM1 ja LM2. Kuormituskaistan leveytenä on käytetty 3 metriä ja sillalle on näin ollen asetettu 3 kuormituskaistaa. Liikennekuormat on mallinnettu sillalle 1 metrin välisin hyppäyksin. Kuormat on yhdistelty NCCI1 liitteen 1A taulukon 1 mukaisesti. [34]

4.6.3 Kantavuustarkastelu

Niinijoen sillasta ei vahventamislaskelmien yhteydessä ole esitetty varsinaista kantavuustarkastelua. Taulukossa 77 on esitettynä vanhan rakenteen alkuperäiset kestävyyydet sekä uuden rakenteen kuormitukset. Tällä tavoin pelkän vanhan rakenteen käyttöastetta on voitu hieman haarukoida.

Taulukko 77: Vahvennetun rakenteen taivutusrasitus

Rasitus	Vanha + uusi laatta [kNm]	Päällyste [kNm]	LM1 teli [kNm]	LM1 udl [kNm]
Kenttä	98	18	192	45
Tuki	217	40	268	116

Nyt mitoittaviksi rasituksiksi määritetyt voimasuureet on esitettynä alla

Taulukko 78: Vahventamisen jälkeiset mitoittavat rasitukset

Rasitus	M_{uls} [kNm]	$M_{sls,freq}$ [kNm]	$M_{sls,qp}$ [kNm]
Kenttä	465	278	130
Tuki	840	504	292

Vanhan rakenteen kestävyys on määritetty tavanomaisen teräsbetonipoikkileikkauksen tapaan. Taulukossa 79 on kestävyuden määrittämisen periaatteet ja lopputulokset. Käyttörajan taivutuskestävyydet on määritetty käyttämällä sallittujen halkeamaleveyksien arvoina tavalliselle yhdistelylle 0,3 mm ja pitkäaikaiselle yhdistelylle 0,2 mm.

Taulukko 79: Vanhan rakenteen taivutuskestävyyden määrittäminen

Alue	d [mm]	A_s [mm ²]	$M_{b,Rd}$ [kNm]	$M_{b,Rd,freq}$ [kNm]	$M_{b,Rd,qp}$ [kNm]
Kenttä	484	2924	485	363	233
Tuki	555	2924	522	390	250

Taulukkoon 80 on vielä koottuna yllä olevien taulukoiden perusteella lasketut käyttöasteet vanhan rakenteen kestävyydelle.

Taulukko 80: Käyttöasteet vanhan rakenteen kestävyydelle

Käyttöasteet			
Yhdistely	ULS	SLS_freq	SLS_qp
Kenttä	96 %	77 %	56 %
Tuki	161 %	129 %	117 %

Taulukon 80 perusteella on todettu, että vahvennettu rakenne toimii kenttäalueella, vaikkei lisälaatta huomioida kuin pelkästään kuormana. Vastaavasti tukialueen kestävyden havaitaan olevan selkeästi puutteellinen. [34]

4.6.4 Vahventaminen

Ennen vahventamista vanhan rakenteen yläpinnasta on piikattu 10 - 35 mm betonikerros. Tämän jälkeen vanhan rakenteen pituussuuntaiset teräkset on poistettu ja vaurioituneet poikkisuuntaiset teräkset korvattu ylimääräisillä ankkurointiteräksillä. Vahventamisen yhteydessä vanhan rakenteen päälle valetaan 110 – 135 mm paksu pintalaatta. Näin ollen rakennekorkeus vanhaan rakenteeseen nähden kasvaa 100 mm. Pintalaatta raudoitetaan pääsuuntaan T25 k200 (kentässä T20 k400) ja poikkisuuntaan T16 k200. [34]

Kenttäalueen poikkileikkaus on todettu kantavuuslaskennan yhteydessä toimivaksi, vaikka pintalaatta huomioitiin vain kuormana. Näin ollen sitä ei ole enää sen tarkemmin tarkasteltu vahventamisen yhteydessä. Tukialueella on kokeiltu erilaisia teräsvaihtoehtoja riittävän kantavuuden saavuttamiseksi. Taulukossa 81 on esitettyä kokeillut raudoituvaihtoehdot sekä valittu raudoitus.

Taulukko 81: Käyttöasteet pintalaatan eri raudoituvaihtoehdoille

Käyttöasteet			
Raudoitus	A_s [mm ²]	ULS	SLS_freq
T20 k160	1963	83 %	96 %
T25 k230	2134	95 %	80 %
T25 k200	2454	83 %	70 %

Nyt valittu raudoitus T25 k200 on riittävä mitoittavalle liikennekuormalle LM1. Käyttöasteeksi murtorajatilassa on määritetty 83 % ja käyttörajatilan tavallisella yhdistelyllä 70 %. [34]

4.6.5 Leikkausliitoksen mitoitus

Niinjien sillan leikkausliitos on mitoitettu Eurokoodissa 2 esitetyllä ”rakenteen rajapintojen leikkauskestävyys”-kaavalla. [14, 34] Leikkausliitoksen mitoituksessa on käytetty alla olevia periaatteita:

- Pinnan karheus on vesipiikkauksen jäljiltä oletettu olevan luokkaa ”karhea”.
- Mitoittavana kuormituksena on käytetty liikennekuorma LM1:tä ja pintalaatan kutistumaa.
- Halkeilun vaikutus on huomioitu redusoimalla betonin kimmokerrointa 25 % alkuperäisestä.
- Kutistuman yhteydessä kuorman ei oleteta olevan väsyttävää, joten kestävyyttä ei redusoida.
- Liikennekuorma LM1 on väsyttävä kuorma, joten kestävyyttä redusoidaan kertoimella 0,4.

Kutistuman aiheuttaman työntövoiman laskenta on tehty FEM-ohjelmaa hyväksikäyttäen. Mallissa leikkausliittimien jäykkyyden huomioimiseksi pintalaatta on mallinnettu vaakasuuntaisten jousitukien varaan. Jousien vaakajäykkyys on määritetty kaavalla

$$k_j = n_j C_D. \quad (73)$$

Kaavassa termi C_D kuvaa leikkausliitoksen jäykkyyttä ja n_j liittimien määrää. Leikkausliittimien jäykkyytenä on käytetty 1500 kN/cm^3 ja liittimien arvioituna määränä 10 kpl/m^2 . Liitoksen karheen vesipiikatun pinnan on oletettu kasvattavan jäykkyyttä 50 %, joten jousien jäykkyydeksi on määritetty $2,25 \times 10^6 \text{ kN/m}^3$. [34]

Kutistuman arvoksi on määritetty 0,028 % ja sen perusteella poikkileikkauksen teholliseksi kimmokertoimeksi on saatu 8,06 GPa. Rakennemallista määritetyt työntövoimat on esitettyinä taulukossa 82.

Taulukko 82: Pintalaatan kutistuman aiheuttama työntövoima päätytuen lähellä

Alue	$v_{sls,kut} \text{ [kN/m]}$	$v_{uls,kut} \text{ [kN/m]}$
0-1 m päätytueltä	248	335
1-2 m päätytueltä	52	70
2-3 m päätytueltä	11	15
3-4 m päätytueltä	2	3

Päätytuen lähellä työsauman kestävyys on mitoitettu eurokoodin mukaisesti. Taulukossa 83 on esitettyinä mitoituksen perusteet ja valittujen terästen käyttöasteet. Reuna-alueilla on oletettu rakenteen olevan vedetty eli $\sigma_n = 0 \text{ MPa}$. [34]

Taulukko 83: Työsauman mitoitus kutistumalle päätytuen lähellä

Alue	c	μ	Liittimet / m ²	ρ	v_{Rdi} [kN/m ²]	$v_{uls,kut}$ [kN/m ²]	KA
0-1 m	0	0,7	10T12 (k300/k300)	0,001131	344,380365	335	97 %
1-2 m	0	0,7	4T12 (k500/k500)	0,000452	137,72535	70	51 %
2-3 m	0	0,7	4T12 (k500/k500)	0,000452	137,72535	15	11 %

Kutistuma aiheuttaa työntövoimaa päädyn lähelle noin 3 metrin alueelle. Tämän jälkeen työntövoiman on todettu pienenevän merkittävästi.

Kutistuman lisäksi leikkausliitos on mitoitettu liikennekuorma LM1:n aiheuttamalle leikkausvoimalle. Mitoituksessa on oletettu, että kuormitus on väsyttävää kuormaa ja liitospinta on karheusluokkaa ”karhea”. Mitoituksen perusteella välitukialueen liitinmääräksi on valittu

- 0-1 m tuelta: T12 k250.
- 1-2 m tuelta: T12 k400.
- Muulle alueelle: T12 k500.

Leikkausliitoksen mitoitus liikennekuormalle on tehty myös päätytuelle. Päätytuen lähellä vaadittava liitinmäärä on valittu kutistuman ja LM1:n maksimiarvon perusteella. Kyseisiä kuormia ei yhdistellä, koska leikkausvoima vaikuttaa niissä eri suuntaan. Taulukkoon 84 on koottuna lopulliset liitinmäärät ja määräävät kuormitukset päätytuen lähellä.

Taulukko 84: Liitinmäärä päätytuen lähellä

Alue	Liittimet	Määräävä kuormitus
0-1 m päätytuelta	T12 (k300/k300)	Kutistuma
1-2 m päätytuelta	T12 (k400/k400)	LM1
2-3 m päätytuelta	T12 (k500/k500)	LM1

Kuvassa 47 on esitettyä liitinten sijoittelun periaatteet.

Vinous	34,8°
Vahventamisvuosi	2015

Materiaalit:

Betoni:	C30/37
Betoniteräs:	A500HW

Sillan kansi on poikkisuunnassaan harjakalteva. Lisäksi päällysrakenteen rakennekorkeutta on kasvatettu tukialueella pilarin yläpäähän tehdyllä sienipaksunnoksella. [35]
Sillan poikkileikkaus on esitettyä liitteessä 9.

4.7.2 Kantavuustarkastelun tulokset

Kantavuustarkastelujen perusteella on selvinnyt, että Lövön ylikulkusillan leikkauskestävyys ei ole riittävä vastaanottamaan vallitsevaa leikkausvoimaa. Leikkauskestävyysvaje johtuu todennäköisesti laattarakenteelle ominaisten leikkaus- /lävistysterästen puuttumisesta rakenteen välitukialueelta. Näin ollen rakennetta on päätetty vahventaa riittävän kestävyuden saavuttamiseksi. [35]

4.7.3 Kuormitukset

Vahventamisen yhteydessä rakenteen pysyvänä kuormana on käytetty omien painojen lisäksi lisälaatan kutistumaa. Kokonaiskutistuman arvoksi on määritetty $\epsilon_{cs} = 0,28 \%$.

Muuttuvana kuormana on käytetty kantavuuslaskentaohjeen mukaista erikoiskuljetuskaaviota Y10 ja ajoneuvoasetuksen mukaista AA90 kuormituskaaviota. Y10 kuormituskaavio on ajettu sillan yli itsekseen valvottuna kuljetuksena ja samaan aikaa AA90 kaavion kanssa yleiskuljetuksena. Valvotun kuljetuksen tavoiteakselipainona on käytetty 195 kN ja yleiskuljetuksen tavoiteakselipainona 130 kN. Yleiskuljetuksen yhteydessä molempien ajoneuvokuormien mitoitusarvoa on korotettu vielä sysäyskertoimella, jonka arvo on 1,32. [35]

Edellisten lisäksi kantavuus on tarkastettu uuden kantavuuslaskentaohjeen [6] mukaiselle Y16-erikoiskuljetuskaavioille. Kaavio on ajettu sillan yli valvottuna kuljetuksena, jonka akselipainona on käytetty 150 kN. Molemmat valvotut kuljetukset on ajettu sillan yli niin, että ajolinja on leikkauksen ja lävistyksen kannalta mahdollisimman edullinen. Valvottujen kuljetusten sysäyskertoimena on käytetty 1,1. [35]

4.7.4 Vahventamismitoituksen tulokset

Vahventamisen yhteydessä rakenteen yläpintaan on valettu nimellispaksuudeltaan 100 mm paksu pintalaatta. Pintalaattaan on asennettu pituussuuntaan T20 k200 peruraudotus. Tukialueelle laatan reunoilla on asennettu lisäksi T25 k100 teräkset suuren leikka-

usvoiman takia. Rakenteen poikkisuuntaan on asennettu T16 k200 raudoitus alueille, jossa poikkisuunnan alkuperäinen raudoitus vaihtuu arvoon T16 k500. [35]

Vahventamismoitus on tehty taivutukselle ja leikkaukselle. Lävistyskestävyyden osalta on todettu, ettei se aiheuttanut ongelmia kantavuustarkastelun yhteydessä, joten sitä ei ole enää vahventamisen yhteydessä tarkasteltu. Leikkauskestävyyttä on tarkasteltu välituilla laatan reunoilla. Leikkauskestävyys on laskettu NCCI2 mukaisesti. Poikkisuunnan raudoituksen osuus on laskettu sillan vinous huomioiden. Taulukkoon 85 on koottuna leikkausmitoituksen tulokset.

Taulukko 85: Lövön sillan leikkausmitoituksen tulokset

Leikkaus	d [mm]	$A_{sl,x}$ [mm ²]	$A_{sl,\alpha}$ [mm ²]	α [°]	$A_{sl,y,eff}$ [mm ²]	V_{c0} [kN]	V_{uls} [kN]	Käyttöaste
Välituki	604	3041	4908	35	3293	452	426	94 %

Taulukon 85 perusteella on todettu, että valittu pintalaatan raudoitus T25 k100 on riittävä, jotta leikkauskestävyys laatan reunalla saavutetaan. [35]

Leikkauskestävyyden lisäksi on tarkasteltu rakenteen taivutuskestävyyttä ja sallittuja halkeamaleveyksiä. Alle on koottu murtorajatilán taivutusmitoituksen tulokset.

Taulukko 86: Lövön sillan taivutusmitoitus

Taivutus	d [mm]	Raudoitus pintalaatassa	$A_{s,x}$ [mm ²]	$M_{b,Rd}$ [kNm]	M_{uls} [kNm]	Käyttöaste
Välituki	604	T20 k100	3542	1046	1036	99 %

Taulukossa 86 on esitetty pintalaattaan asennettavien T20 k100 raudoitteiden taivutuskestävyyden määrittäminen. Taulukon perusteella on todettu, että T20 k100 raudoitteet olisivat riittävät raudoitteet taivutusrasituksiin nähden. Leikkausmitoituksessa päädyttiin kuitenkin asentamaan tuelle T25 k200 + T20 k100 teräset, joten taivutuskestävyyteen saadaan myös hieman ylimääräistä varmuutta. [35]

Käyttörajan halkeamaleveyksien ylittymistä on tarkasteltu pintalaatan kutistumasta aiheutuvalle puristusvoimalle. Puristusvoiman laskennassa on huomioitu laatan halkeilu niin, että halkeilleen laatan vetojäykkyys on noin 25 % kimmoisen laatan jäykyydestä. Kutistuman aiheuttama vetovoima betoniteräksille (T20 k 200) on laskettu kaavasta

$$F_{shrink} = E_s \varepsilon_{cs} A_s + 0,5 f_{ctd} A_c. \quad (74)$$

Kaavassa 74 ensimmäinen termi kuvaa terästen kutistumanvaikutusta ja toinen termi betonin halkeilusta teräksille aiheutuvaa lisävoimaa. Kutistuman aiheuttaman vetorasi-

tuksen arvoksi on saatu 251kN. Pitkäaikaista halkeamarajaa vastaavaksi kapasiteetiksi on saatu 323 kN, joten terästen käyttöaste on verrattain melko alhainen. [35]

4.7.5 Leikkausliitoksen mitoitus

Lövön sillan laskelmissa leikkausliitos on mitoitettu työsaumaraudoituksen kaavoilla. Leikkausliittimien mitoituksen tulokset on esitetty alla.

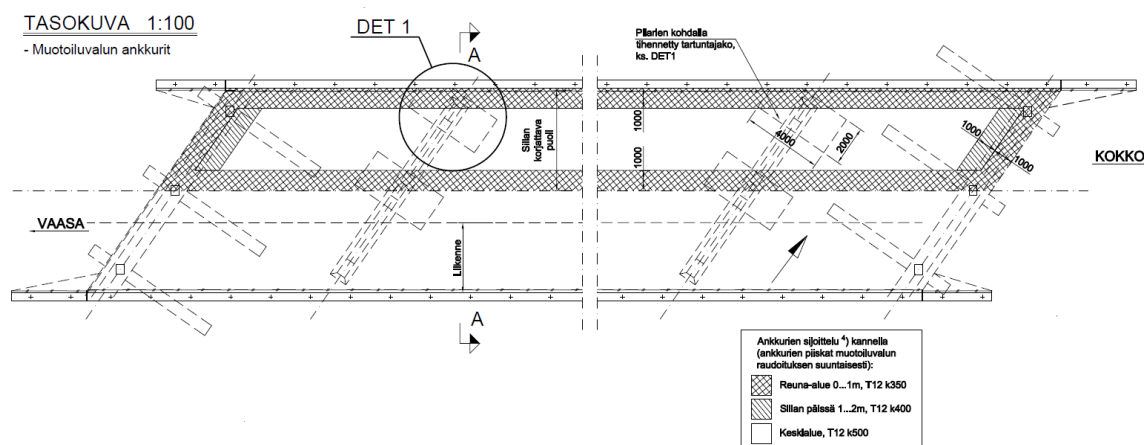
Taulukko 87: Leikkausliittimien määrä sillan poikkisuuntaan

Alue	τ_{uls} [kN/m ²]	Raudoitus
0-1 m	270	T12 k350
1-2 m	135	T12 500*

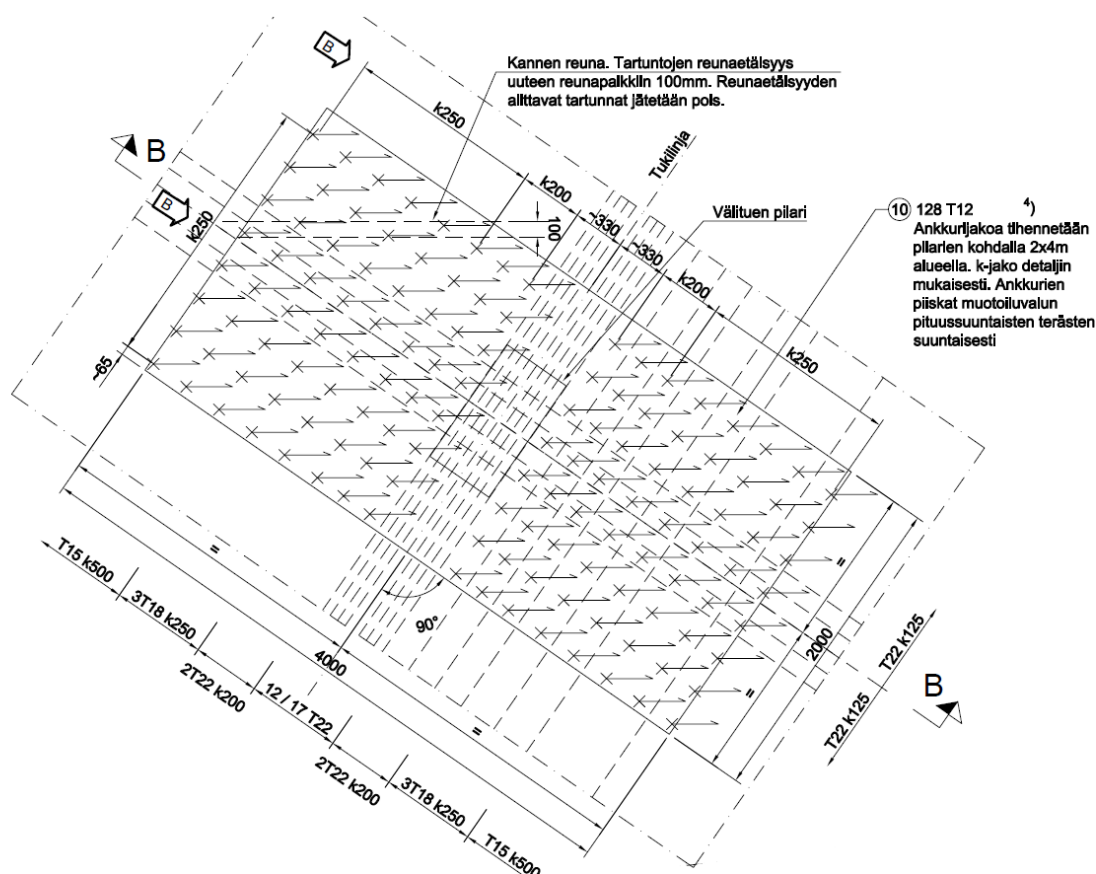
Taulukko 88: Leikkausliittimien määrä sillan pituussuuntaan

Alue	τ_{uls} [kN/m ²]	Raudoitus
0-1 m	283,5	T12 k350
1-2 m	162	T12 k400
2-3 m	108	T12 k500*

Taulukoiden 87 ja 88 mukaiset alueet on esitettynä kuvassa 48. Lisäksi kuvassa 49 on esitettynä pilarin alueelle tuleva tihennetty tartuntaraudoitus.



Kuva 48: Liittimien sijoittelu sillan kannelle [35]



Kuva 49: Välituen pilarille tulevat ylimääräiset tartunnat [35]

Liittimien sijoittelu on määritetty vallitsevan leikkausjännityksen perusteella. Uusittavalle puolelle asennetaan T12k350/350 rauditus pintalaatan reuna-alueille. Lisäksi asennetaan T12 k400 liittimet sillan päätyuille 1-2m päähän tuesta. Lopuille alueille asennetaan minimirauditus T12 k500. [35]

Pilarin ympärille leikkausvoiman ongelma-alueelle asennetaan kuvan 46 mukainen tartuntarauditus. Pilarin ympärillä rauditusta tiennetään k200 jaolle ja hieman kauempana käytetään k250 jakoväliä. [35]

Sillan kanteen on asennettu näin ollen yhteensä 1310 tartuntaterästä. Näin ollen sillan vahvennettavaa kansineliötä kohti tartuntoja tulee $4,6 \text{ kpl/m}^2$. Teräksen paino siltanineliötä kohti on vastaavasti $2,45 \text{ kg/m}^2$. [35]

4.8 Yhteenveto esimerkkisiltojen laskelmista

Edellä esitetyt 7 esimerkkivahventamista ovat pääperiaatteiltaan hyvin samanlaisia. Siltojen taivutus- tai leikkauskestävyydessä on havaittu puutteita ja siltaa on päätetty vahventaa raudoitettulla pintavalulla. Mitoitus eroaa kuitenkin eri siltojen välillä hyvinkin

paljon. Käsitellyt esimerkkisillat ovat olleet pääosin 3-aukkoisia BB-laattasiltoja. Kavilan ylikulkusilta oli ainoa silta, jonka perustana ei ollut jokin tyyppipiirustussarjoista.

Saikun, Huhkolan ja Irvankosken sillan vahventaminen on suunniteltu samalla tavalla, joten niitä käsiteltiin tässä yhteydessä vahventamismitoituksen perusteella yhtenä kokonaisuutena. Kyseisellä menetelmällä mitoitettujen vahvennusten osuus on siis tämän otannan puitteissa melko laaja. Kyseessä on kuitenkin yhden suunnittelijan suunnittelemat 3 kohdetta, joten mitoitustavan yleisyydestä ei voida tässä yhteydessä mitään johtopäätöksiä. Lisäksi tarkasteltaviksi silloiksi on valittu kaikki silta-ainioörien muistissa olleet lähivuosien vahventamiset, joten otanta ei välttämättä vastaa todellista tilannetta.

Taulukkoon 89 on koottuna tarkasteltujen siltojen perustiedot ja kantavuuslaskentojen tulokset.

Taulukko 89: Yhteenveto siltojen perustiedoista ja kantavuuslaskennasta

	BB-55	Kovjoki	Kavila	Niinijoki	Lövö
Tyyppisilta	BB-55	BB-16	-	BB-15	
HL [m]	10-11,4	10	10,5	10,5	10,3
Jänteet [m]	13,5 + 17,5 + 13,25	10,40 + 13,00 + 10,40	12 + 15 + 15 + 15 + 12	9,60 + 12 + 9,60	11,2 + 14,00 + 14,00 + 11,20 m
As tuella [mm ²]*	3168	2640	3707	2924	3041
As kentässä [mm ²]*	3168	2112	3456	2924	Ei esitetty
Ongelmakohdat	Taivutus kentässä ja välituella	Taivutus kentässä ja välituella	Taivutuskestävyys kentässä ja tuella. Leikkauskestävyys tuilla.	Taivutuskestävyys välituella	Leikkauskestävyys välituella
Käyttöaste	Ei määritetty	VT 157 % Kenttä 108 %	Ei määritetty	161 %	Ei määritetty

Taulukon 89 perusteella voidaan todeta, että kaikkien siltojen kestävyyksissä on ollut puutteita. Suurimpia ongelmia on aiheuttanut taivutuskestävyys välituilla, joka on ollut kantavuutta rajoittava tekijä kaikissa kuudessa sillassa. Betoniteräksissä (*) raudoitemäärällä kuvataan kyseisessä poikkileikkauksessa olevia vetoteräksiä (tuella yp ja kentässä ap). BB-55 tyyppisiltaryhmän (Saikku, Huhkola ja Irvankoski) kantavuuslaskennoissa ei oltu määritetty käyttöastetta vaan sallitut akselipainot. Niiden perusteella käyttöasteeksi välituella on arvioitu Saikun ja Huhkolan sillan kohdalla noin Huhkolan Irvankosken kohdalla noin 115 % ja Saikun sillalla noin 150 %. Kavilan ja Lövon sillan osalta käyttöastetta ei pystytty arvioimaan.

Kaikkia siltoja on päätetty vahventaa valamalla kannen päälle liittorakenteeksi pintavalulaatta. Taulukkoon 90 olevaan taulukkoon on koottuna vahventamisen periaatteet ja käyttöasteet vahvennetulle rakenteelle.

Taulukko 90: Yhteenveto vahventamisen tuloksista

	BB-55	Kovjoki	Kavila	Niinijoki	Lövö
h_{pl} [mm]	140 / 100	~100	140	~135	100
Δh_{eff} [mm]	80-140	80	110	100	100
A_{sx}	T20k150/k200	T20 k150	T20 k100	T25 k200	T25k100/ T20k100
A_{sy}	T16k150	T16 k150	T20 k200	T16 k200	T16 k200 (osittain)
Kuormat	KLO+AA	Y10 (130/195) + pintakuorma	Lk1 + Ek1	LM1	Y10 + AA90 + Y16

Yllä olevan taulukon perusteella voidaan todeta, että vahventaminen on suoritettu hyvin samaan tapaan kaikkien siltojen kohdalla. Pintalaatan paksuus on ollut välillä 100 - 140 mm ja pääsuunnan raudoitus T20 / T25. Suurin osa silloista on vahvennettu kantavuuslaskentaohjeen [6] mukaisille kuormituksille. Poikkeuksena Kavilan silta, jossa on käytetty myös vanhaa Lk1 kuormitusta sekä Niinijoen silta, jossa on käytetty NCCII mukaista liikennekuormaa LM1. Kantavuuden suhteellista muutosta ei laskelmissa pääosin oltu esitetty. Laskelmien perusteella tukialueen arvioitu taivutuskestävyyden kasvu on ollut keskimäärin tukialueella 40 - 60 % ja kenttäalueella 10 - 25 %.

Taulukko 91: Yhteenvedo leikkausliitoksen mitoituksista

	BB-55	Kovjoki	Kavila	Niinijoki	Lövö
Kuormat päätytuella	Ei eritelty	Ei eritelty	Kutistuma (ei laskettu)	Kutistuma tai liikennekuorma	Kutistuma
Kuormat välituella	Pintalaatta Päällyste Liikennekuormat	Pintalaatta Päällyste Kutistuma Liikennekuormat Hyppäyksellinen lämpötilaero	Pintalaatta Päällyste Kutistuma Liikennekuormat Lämpötilaero	Liikennekuorma	Kutistuma
Työntövoiman laskenta	Tapa 1 tai tapa 2	tapa 1	tapa 3	Ei esitetty	Ei esitetty
Liitoksen mitoitus	τ/f_{yd}	NCCI2	MC2010	NCCI2	Työsaumauradoitus
Liitoksen karheus	-	"karhea"	"very rough"	"karhea"	-
Dynaamiset kuormat	Ei	kyllä	kyllä	kyllä	ei
Liittimet [kpl]	2650-4843	3004	5520	2679	1310
Liittimet [kpl/m ²]	4,7-7,8	8,1	6,17	6,56	4,6
Teräspaino [kg/m ²]	4,3-7,8	3,3	2,785	3,5	2,45
Sijoittelu kannelle	Tuilla k300 Kenttiin k600	k250 tuilla ja 1m kaistoilla kentsä k333/500 muualla	0-1m tuilta k200 1-4m välituella k400 Kentät ilman tartuntoja	0-1m välituella k250 0-1m päätytuella k300/300 1-2m välituella k400 Muualla k500	0-1m tuelta T12 k350 1-2m tuelta T12 k400 2-3m tuelta T12k500

Taulukon 91 perusteella pystytään vertailemaan leikkausliitoksen mitoituksia eri siltojen välillä. Leikkausliitoksen mitoituksessa voidaan havaita jo suuria eroja eri siltojen välillä. Päätytuen mitoittavana kuormana on käytetty pääosin sekä kutistumaa, että liikennekuormaa. BB-55 tyyppisilloissa ja Kovjoen sillassa ei ollut erikseen eritelty päätytuen leikkausliitoksen mitoituksia, vaan päätytuella oli käytetty välituen liitinmääriä. Vastavasti lopuissa kohteissa päätytuen mitoittavana kuormana on käytetty pintalaatan ja vanhan rakenteen välistä kutistumaeroa. Niinijoen sillassa on tarkasteltu määräävämpää rasitusta kutistuman ja liikennekuorman välillä. Välituella kuormina on käytetty pääosin pintalaatan ja päällysteen omaa painoa sekä liikennekuormaa. Näiden kuormien lisäksi Kovjoen ja Kavalan silloissa kuormituksena on käytetty kutistumaa ja lämpötilaeroja.

Myös liitoksen työntövoiman laskennassa on eri siltojen välillä ollut suuria eroja. Saitkun, Irvankosken ja Kovjoen siltojen laskelmissa työntövoima on laskettu alla olevan Jourawskin [16] kaavan mukaisesti

$$\tau = \frac{SV}{Ib}. \quad (75)$$

Kaavassa S on pintalaatan staattinen momentti, V mitoittava leikkausvoima, I poikkileikkauksen neliömomentti ja b kuormituksen jakaantumisalueen leveys (1m).

Huhkolan sillan työntövoima on vastaavasti määritetty kaavalla

$$\tau = \frac{A_{s,lisä}V}{A_{s,tot}b}, \quad (76)$$

jossa $A_{s,lisä}$ kuvaa lisälaattaan asennettujen terästen alaa ja $A_{s,tot}$ raudoitteiden kokonaisalaa.

Kavilan sillan laskelmissa on esitetty vielä kolmas tapa työntövoiman laskemiseen. Kavilan sillan leikkausliitoksen työntövoima on laskettu kaavalla

$$\tau = \frac{f_{sd}}{m_{yd}-m_{g0}} \frac{dm_y}{dx}, \quad (77)$$

jossa f_{sd} kuvaa lisäterästen myötövoimaa, m_{yd} poikkileikkauksen mitoituskestävyyttä ja $m_{g,0}$ työnaikaisten omien painojen aiheuttamaa taivutusmomenttia. Viimeinen termi kuvaa momentin muutosta eli leikkausvoimaa V . Niinijoen ja Lövon sillan laskelmissa ei ole eriteltynä leikkausliitoksen työntövoiman laskentaperiaatetta.

Liitoksen mitoitus on suoritettu myös hyvin erilaisilla eri kohteissa. BB-55 tyyppikohteissa liitos on mitoitettu pelkästään leikkausliittimien varaan vertaamalla leikkausjännitystä liittimien myötölujuuteen. Vastaavasti Kovjoen ja Niinijoen siltojen liitos on mitoitettu Eurokoodissa 2 ja NCCI2:ssa esitetyllä tavalla. Tämän työn luvussa 3.3.3 esiteltyä Model Code 2010:n mukaista mitoitus tapaa on käytetty Kavilan sillassa. Lövon sillan osalta liitoksen lujuus on laskelmien mukaan määritetty työsaumaraudoituksen kaavoilla. Laskelmissa oli huomioitu liitoksen karheus siltä osin, kun sitä NCCI2 ja MC2010 kaavoissa tarvitaan. Muissa mitoitus tapoissa ei liitoksen karheuteen otettu kantaa. Myös dynaamisten kuormien redusoiva vaikutus oli huomioitu edellä mainituissa Kovjoen, Niinijoen ja Kavilan silloissa.

Liitinmäärät vaihtelivat hyvin paljon eri siltojen välillä ja tarkasteltujen kohteiden liitinmäärät olivat väliltä 1310 – 5520 kpl. Sillan kansineliötä kohti liitinmäärä vaihtelivat 4,6 – 8.1 kpl/m² välillä. Suhteessa eniten liittimiä asennettiin Kovjoen siltaan ja vastavasti vähiten Lövon siltaan. Eri mitoitusmenetelmillä saatuja liitinmääriä on kuitenkin haastavaa vertailla keskenään, sillä eri kohteissa on käytetty eri kuormia ja myös työntövoiman laskenta on tehty eri tavalla.

5. BB-17 SILLAN KANTAVUUSLASKENTA

5.1 Tyyppirakenteen esittely

Kantavuuslaskenta on tehty Liikenneviraston BB-17 tyyppisillalle. Alla on esitettyä tyyppisillan perustiedot. [4]

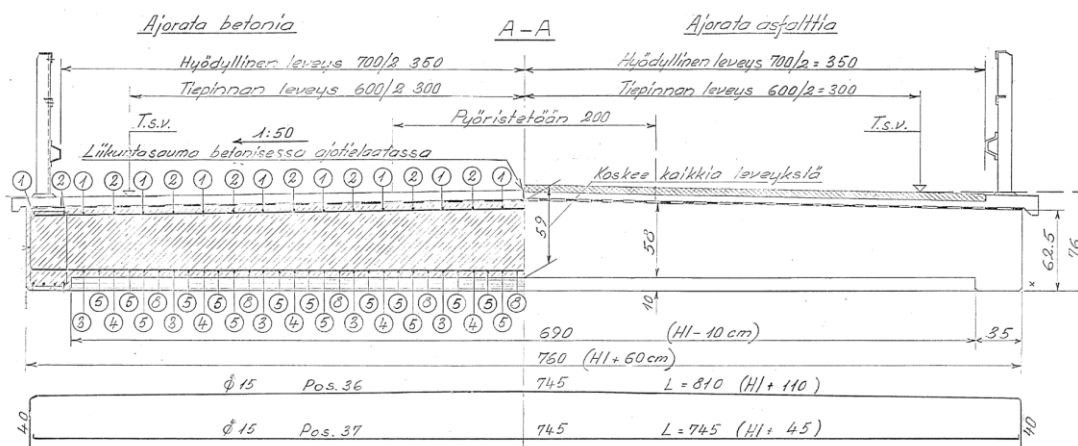
Siltatyyppi	Teräsbetoninen jatkuva laattasilta (BB-17)
HL (tässä tarkasteltu)	10,50 m
Sillan jännemitat	11,20 + 14,00 + 11,20 m
Sillan kokonaispituus	36,4 m
Vinous	0°
Suunnittelukuormitus	AI/2/3 (14 t) + 1,2-2,4 t/m

Materiaalit:

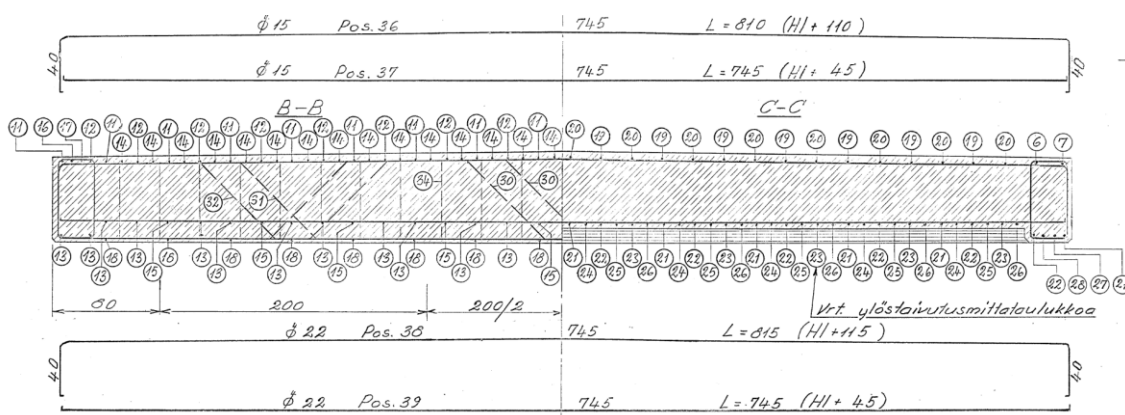
Vanha betoni:	K300
Betoniteräs:	V40/A40H/A400H

Kannen betoni on selvitetty tyyppipiirustuksista. Betoniteräksset ovat piirustusten mukaan harjateräksiä, joten niiden materiaaliominaisuudet on oletettu tyyppipiirustussarjan julkaisuvuoden ja kantavuuslaskentaohjeen perusteella. [6]

Sillan kansi on poikkisuunnassaan kahteen suuntaan kalteva ja kannen rakennekorkeus vaihtelee sillan kenttäalueilla keskilinjalla 590 mm ja reunapalkin sisäreunan 525 mm välillä.. Tukialueella kannen rakennekorkeus on reunapalkin juuressa 625 mm ja kannen keskilinjalla 690 mm. Kuvissa 47 ja 48 on esitettyä sillan poikkileikkaukset tuki- ja kenttäalueilla.



Kuva 50: BB-17 laattasillan poikkileikkaus kentässä (HL=7,0 m) [4]



Kuva 51: BB-17 laattasillan poikkileikkaus tuella (B-B) ja kentässä (C-C) [4]

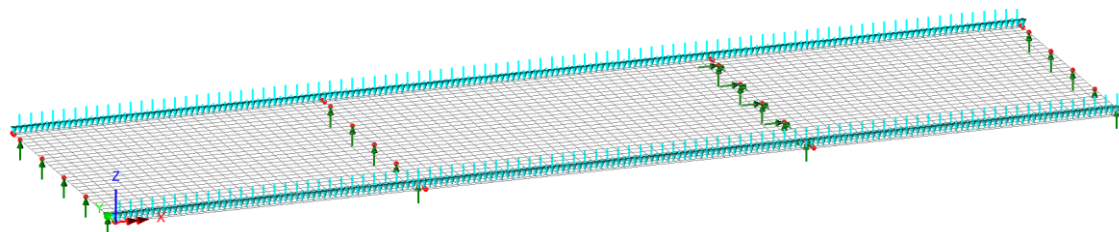
Kuvissa näkyvät poikkileikkaukset ovat tyypisillasta, jonka HL = 7,0 m. Teräsmäärä on kuitenkin sama myös 10 m hyödyllisellä leveydellä, koska HL vaikuttaa ainoastaan terästen taivutusmittoihin. Tarkemmat tiedot tyypisillasta on esitetty lähteessä. [4]

BB-tyypisillat on tuettu välituiltaan pilarimaisesti ja maatuiltaan joko pilareille tai massiiviselle maatuille. Tässä yhteydessä käytetään sillan päädyissä massiivisia maatuja ja välituilla pilarimaisia tukia, jotta päästään järkevästi tarkastelemaan laatan leikkaus- ja lävistystkestävyyksiä.

5.2 Käytettävät kuormat

Kantavuuslaskennan kuormitukset määritetään kantavuuslaskentaohjeen mukaisesti. [6] Pysyvinä kuormina käytetään päällysrakenteen omaa painoa ja pintarakenteiden sekä kaiteiden omaa painoa. Päällysrakenne on mallinnettu rakennemalliin todellisella poikkileikkauksella. Materiaalimallina on käytetty C35/45 betonin materiaalimallia, jolloin betonin tilavuuspainona käytetään 25 kN/m^3 . Pintarakenteen paksuudeksi on piirustuksen mukaan tulkittu 140 mm ja kuormaksi on NCCI1 perusteella määritetty $3,25 \text{ kN/m}^2$. [4, 5] Kaiteiden painona on käytetty $0,7 \text{ kN/m}$. Kannen betonin oma paino ja päälly-

teen paino on aseteltu koko sillan alueelle tasaisena kuormana. Kaiteiden kuormituskaavio on esitettyä kuvassa 52



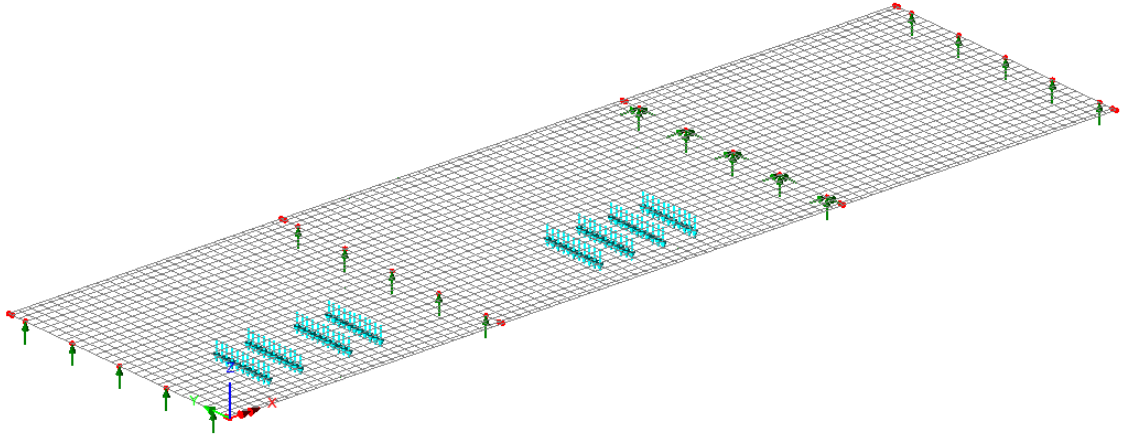
Kuva 52: Kaiteiden kuormituskaavio kannelle

Pysyvien kuormien lisäksi kantavuustarkastelussa on käytetty muuttuvina kuormina kantavuuslaskentaohjeen [6] ja ajoneuvoasetuksen mukaisia liikennekuormia. Taulukossa 92 on esitettyä kantavuuslaskentaohjeen mukaisten liikennekuormien tavoiteakselipainot.

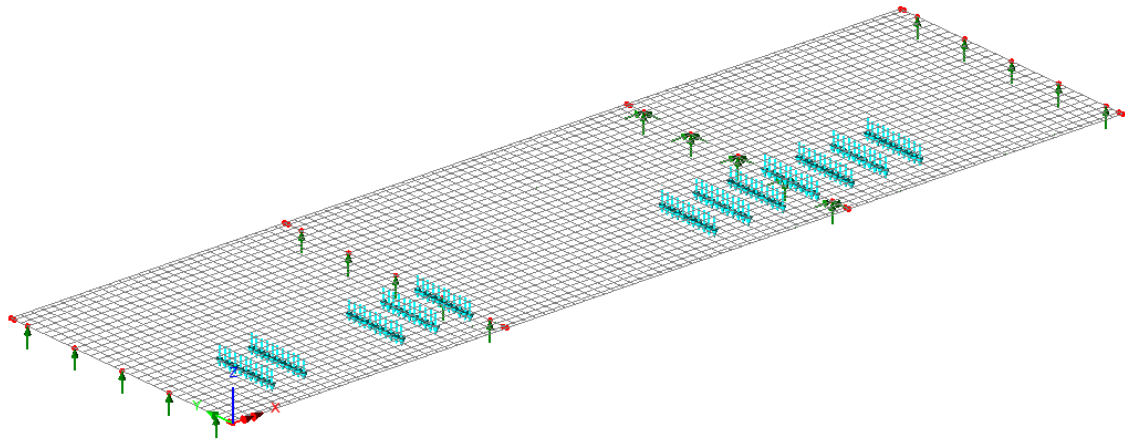
Taulukko 92: Kantavuuslaskentaohjeen kuormien tavoiteakselipainot

Tavoitepaino	Y10	T7	T4	K4	N5
Reitistökuljetus [kN]	130	140	150	150	140
Valvottu kuljetus [kN]	200	200	200	200	200

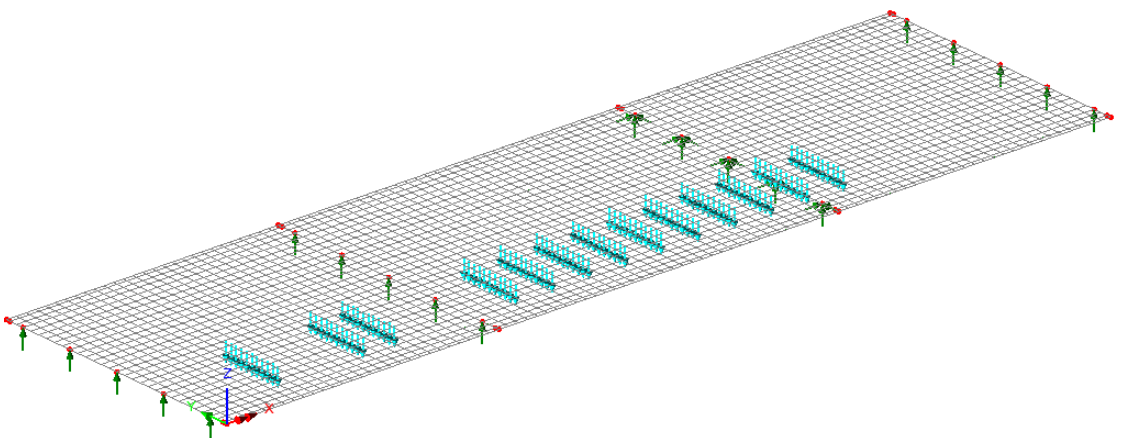
Sillan kannella on käytetty kolmea kuormituskaistaa, joiden leveydet ovat 4 m, 3m ja 3 m. Reitistökuljetus on ajettu sillan yli yhdessä ajoneuvoasetuksen mukaisten AA-kaavioiden kanssa. AA-kaavioista käytettiin kantavuuslaskentaohjeessa esitettyjä AA 13/27, AA 13/42 ja AA 13/76 kaavioita. [6] Kaaviot on esitetty liitteessä 1. Reitistökuljetus on ajettu sillan yli myös yhdessä $4,5 \text{ kN/m}^2$ pintakuorman kanssa. Valvottu kuljetus on ajettu sillan yli niin, että se poikkeaa edullisimmasta ajolinjasta maksimissaan 500 mm:ä. Edullisimmaksi ajolinjaksi on valittu tarkasteltavan rakenteen tapauksessa sillan keskilinja. Kuvissa 53 - 60 on esitettyä liikennekuormien kuormituskaaviot yhdessä pisteessä. Kaaviot on ajettu sillan yli 1 m välisin hyppäyksin.



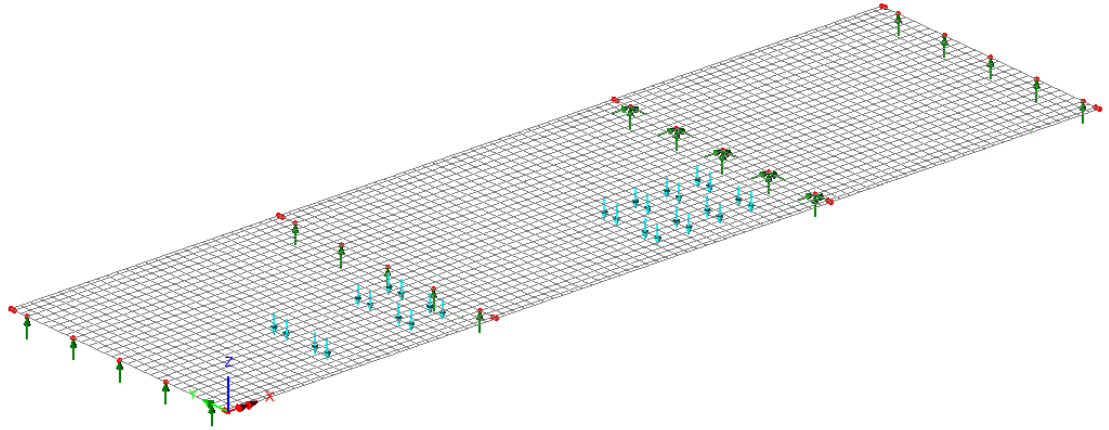
Kuva 53: Liikennekuorma T4:n reitistökuljetuksen kuormituskaavio



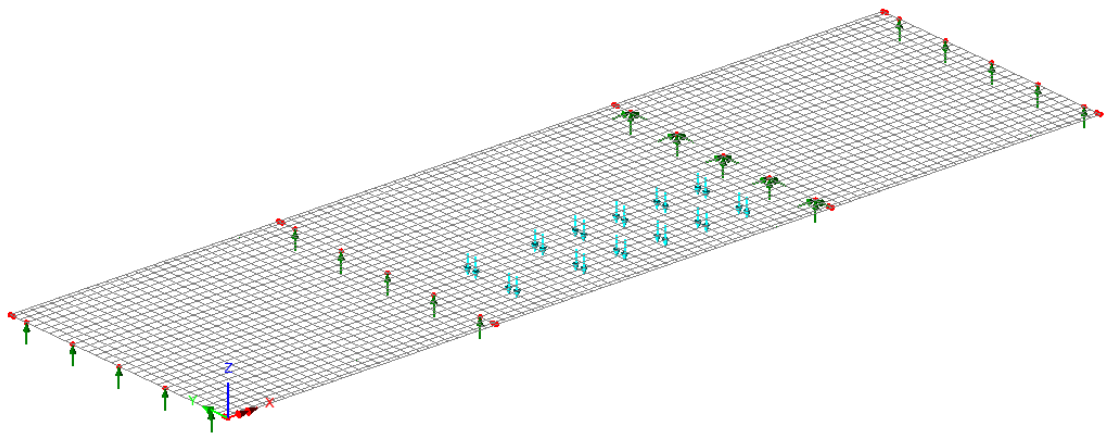
Kuva 54: Liikennekuorma T7:n reitistökuljetuksen kuormituskaavio



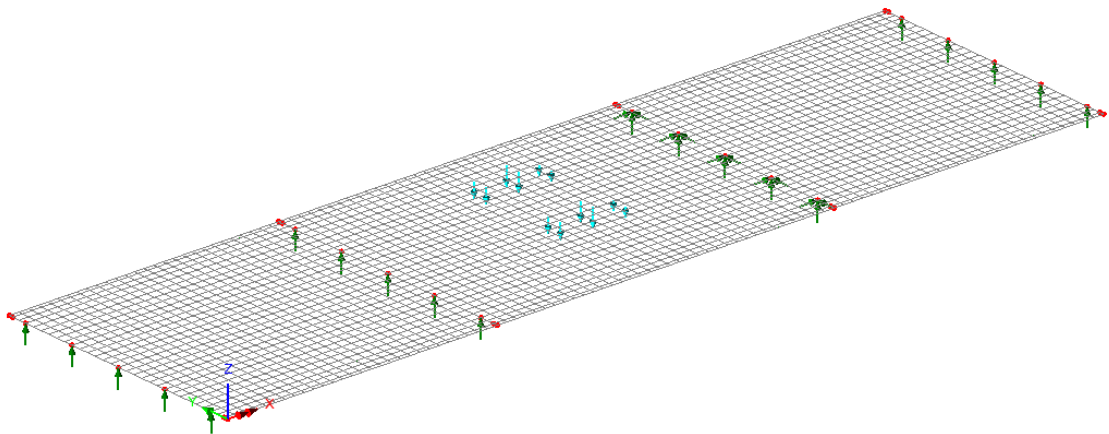
Kuva 55: Liikennekuorma Y10:n reitistökuljetuksen kuormituskaavio



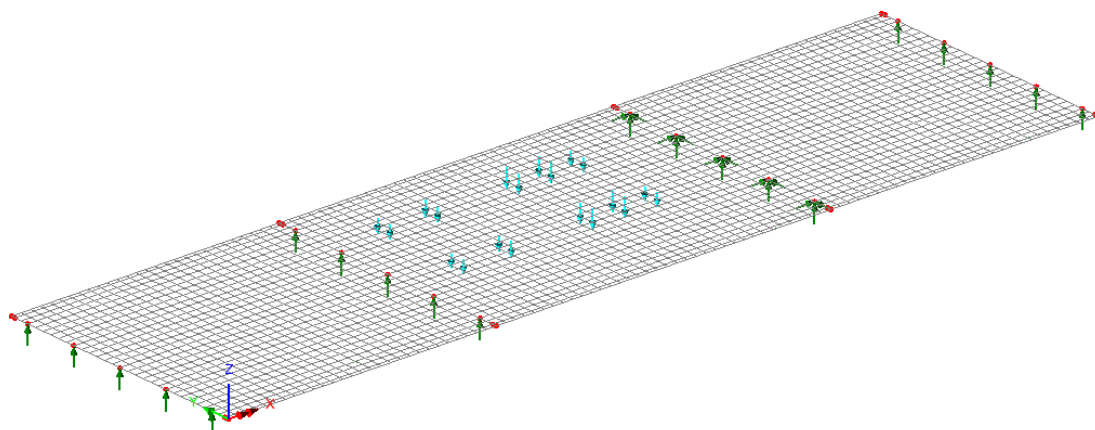
Kuva 56: Liikennekuorma K4:n reitistökuljetuksen kuormituskaavio



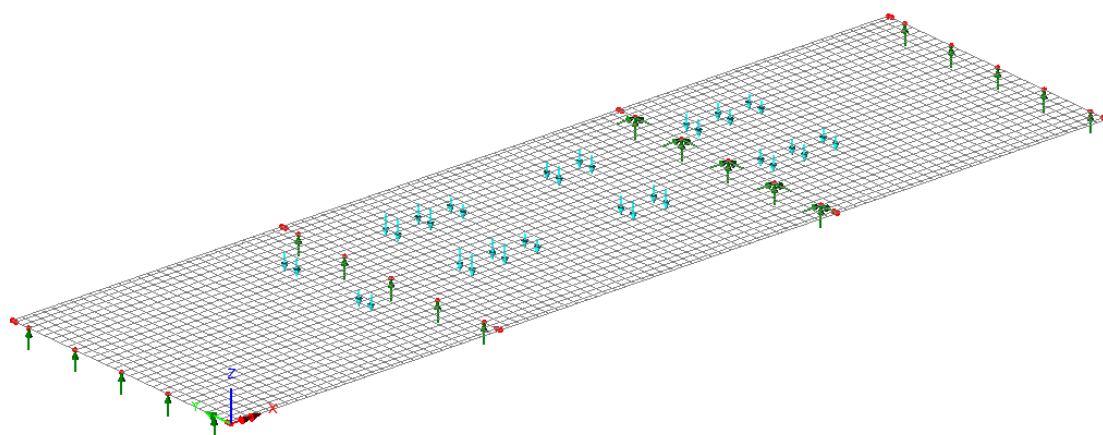
Kuva 57: Liikennekuorma N5:n reitistökuljetuksen kuormituskaavio



Kuva 58: Liikennekuorma AA 13/27 kuormituskaavio



Kuva 59: Liikennekuorma AA13/42 kuormituskaavio



Kuva 60: Liikennekuorma AA13/76 kuormituskaavio

Liikennekuormien akselikuormat on kaavioilla T4, T7 ja Y10 jaettu 11 pistemäiseen kuormitukseen. Vastaavasti loppuilla liikennekuormilla pistemäinen pyöräkuorma on jaettu sillan poikkisuunnassa kahteen pistemäiseen kuormaan, jotka on sijoitettu pyörän reunoille. Todellisuudessa kuormituksen voitaisiin olettaa jakaantuvan kannen painopisteakselille asti, mutta tällä olettamuksella saadaan hieman varmuutta kuorman poikittaiseen jakaantumiseen. [6]

Rasitukset on yhdistelty Kantavuuslaskentaohjeen mukaisilla osavarmuusluvuilla. Kannen oman painon osavarmuuslukuna on käytetty 1,15/0,9 kertoimia, joista 0,9 käytetään kuormituksen ollessa edullista. Vastaavasti muiden pysyvien kuormien osavarmuuslukuina on käytetty 1,2/0,9. Liikennekuormien osavarmuusluku vaihtelee kuormitusyhdistelyn mukaan. Osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 93.

Taulukko 93: Liikennekuormissa käytetyt osavarmuusluvut

Kuormitus tyyppi	Valvottu	EK-kaavio	EK+AA		EK + Pintakuorma	
Kuormitus	EK	EK	EK	AA	EK	Pintakuorma
Osavarmuusluku	1,3	1,4	1,3	1,3	1,3	1,3
Sysäyslisä	1,1	1,1816	1,1816	1,1816	1,1816	1
Yhteensä	1,43	1,65	1,54	1,54	1,54	1,30

Yllä olevassa taulukossa on eriteltynä osavarmuusluvut ja sysäyslisät eri kuormituksille eri kuormitustapauksissa. Yhdistetty osavarmuusluku on saatu kertomalla normaali murtorajatilan osavarmuusluku sysäyslisällä. Sysäyslisä on laskettu kantavuuslaskentaohjeen mukaisesti. [6] Valvotulle kuljetukselle sysäyslisän arvona käytetään $\Phi = 1,1$. Vastaavasti reitistökuljetuksille sysäyslisä määritetään kaavasta

$$\Phi = \max(1,4 - 0,006L ; 1,1) = 1,18. \quad (78)$$

Kaavassa 78 L kuvaa tarkasteltavan rakenneosan jännemittaa. [6] Sysäyslisän minimiarvoksi on kantavuuslaskentaohjeessa määritetty 1,1.

Muuttuvana kuormana on liikennekuormien lisäksi käytetty pintojen välistä lämpötilaeroa. Pintojen väliseksi lämpötilaeroksi on määritetty ± 10 °C. [6] Lämpötilaerot on syötetty FEM-ohjelmaan, jonka avulla on määritetty lämpötilaerojen aiheuttamat rasitukset. Lämpötilakuormien vaikutusta ei kantavuuslaskentaohjeen mukaisesti ole huomioitu murtorajatilan mitoituksessa. [6]

5.3 Rakennemalli

Sillan rakennemalli on tehty LUSAS-ohjelmalla. Kansilaatta on mallinnettu todellisena poikkileikkauksena thick shell laattaelementeillä, joiden kokona on käytetty 0,4 x 0,4 m. Elementtien mallinnuksessa on käytetty kvadraattista interpolaatiota. Kuvissa 61 ja 62 on esitettyä mallin poikkileikkaus ja elementtiverkko.

**Kuva 61: Sillan poikkileikkaus LUSAS-ohjelmassa**



Kuva 62: Kannen elementtiverkko

Sillan väli- ja päätytuilla on laakerit, joten tuet on mallinnettu pistemäisinä tukina. Toisen välituen tuenta on kaikkiin suuntiin sidottu, muiden laakerien tuenta on pelkästään rakenteen pystysuunnassa (z-suunta).

Kansilaatta on oletettu poikkisuunnassaan halkeilleeksi eikä sen näin ollen pysty jaka-
van kuormitusta halkeilemattoman laatan mukaan. Näin ollen laatta on mallinnettu orto-
trooppisena laattana, jolloin kansi kantaa kuormaa pääasiassa ainoastaan pääsuuntaansa
(x-suunta). Laatta on oletettu halkeilleeksi, joten Poisson'n vakiolle on annettu arvoksi
0. [6] Poikkisuuntaiseksi jäykkyydeksi on haarukoitu noin 15 %:a pituussuunnan jäyk-
kyydestä. Taulukossa 94 on esitettyä ortotrooppisen laatan jäykkyyssparametrit.

Taulukko 94: Ortotrooppisen laatan laskentaparametrit

Kimmomoduuli E_x [GPa]	33,0
Kimmomoduuli E_y [GPa]	5,0
Liukumoduuli G_{xy} [GPa]	16,5
Liukumoduuli G_{yz} [GPa]	2,5
Liukumoduuli G_{xz} [GPa]	16,5
Poisson'n vakio ν_{xy}	0,0
Tiheys [t/m^3]	2,54842

5.4 Mitoittavat rasitukset

Rasitukset määritettiin LUSAS laskentaohjelmalla. Rasitukset on yhdistelty LUSAS-
ohjelmassa smart combination-toiminnolla. Kuormitusyhdistelyinä on käytetty omia
painoja ja eri liikennekuormista muodostuvia yhdistelyitä. Seuraavilla sivuilla olevissa
taulukoissa on esitettyä taivutusrasitusten ominaisarvot eri osissa rakennetta.

Taulukko 95: Taivutusrasitusten ominaisarvot rakenteen tukialueella [kNm]

Kuormitus	OP	Pysyvä	EK (100 kN)	AA	PK
T4+AA	338	79	186	99	0
T7+AA	338	79	218	99	0
Y10+AA	338	79	279	99	0
K4+AA	338	79	158	99	0
N5+AA	338	79	164	99	0
T4+AA	374	86	183	63	0
T7+AA	374	86	200	63	0
Y10+AA	374	86	284	63	0
K4+AA	374	86	154	63	0
N5+AA	374	86	155	63	0
2 AA kaaviota	338	79	0	232	0
T4(vk)	374	86	183	0	0
T7(vk)	374	86	200	0	0
Y10(vk)	374	86	284	0	0
K4(vk)	374	86	154	0	0
N5(vk)	374	86	155	0	0
T4+pintakuorma	338	79	186	0	109
T7+pintakuorma	338	79	218	0	109
Y10+pintakuorma	338	79	279	0	109
K4+pintakuorma	338	79	158	0	109
N5+pintakuorma	338	79	164	0	109
AA+pintakuorma	338	79	0	109	109

Taulukossa 95 esitetyt arvot on otettu kyseisen kuormitusyhdistelyn aiheuttaman maksimiarvon solmusta. Tukialueella mitoittavimmat solmut olivat osassa kuormitustapauksia keskimmaisella laakerilla (OP=374 kNm) ja lopuissa kuormitustapauksista keskimmäistä viereisellä laakerilla (OP = 338 kNm). Erikoiskuljetuskaavion aiheuttaman taivutusrasitus on määritetty vertailuakselipainolle, jonka suuruutena on käytetty 100 kN.

Kuormat on jaettu kuormaryhmiin käytettävien liikennekuormien perusteella. Ensimmäisessä ryhmässä erikoiskuljetuskaavio on sijoitettu reunimmaiselle kaistalle ja AA13/76 kaavio siitä seuraavalle kaistalle. Vastaavasti toisessa kuormaryhmässä AA13/76 kaavio on asetettu sillan reunakaistalle ja erikoiskuljetuskaavio sen viereiselle kaistalle. Neljännessä ryhmässä on tarkasteltu erikoiskuljetuskaaviota jonka ajolinjaksi on valittu 0,5 m sillan keskilinjasta sivuun. Viidennessä kuormaryhmässä on vastaavasti sijoitettu erikoiskuljetuskaavio sillan reunakaistalle ja pintakuorma 4,5 kN/m² sen viereiselle kaistalle. Tämän lisäksi on tarkasteltu kahden vierekkäisen AA13/76-kaavion, sekä AA13/76-kaavion + pintakuorman aiheuttamat rasiutukset.

Mitoittavia rasiutuksia ei suoraan taulukon perusteella voida määrittää, koska käytettävät tavoitepainot eivät ole samat eri erikoiskuljetusten välillä. Lisäksi valvottujen kuljetusten tavoitepainot eroavat tavallisten reitistökuljetusten tavoitepainoista.

Taivutusrasituksia on lisäksi tarkasteltu rakenteen keski- ja reunakentissä. Kenttäalueiden taivutusrasitusten ominaisarvot on esitetty taulukoissa 96 ja 97.

Taulukko 96: Taivutusrasituksen ominaisarvot sillan reunakentässä [kNm]

Kuormitus	OP	Pysyvä	EK (100 kN)	AA	PK
T4+AA	141	34	78	67	0
T7+AA	141	34	101	67	0
Y10+AA	130	31	100	67	0
K4+AA	137	34	66	67	0
N5+AA	137	34	82	67	0
T4+AA	139	33	87	52	0
T7+AA	141	34	103	50	0
Y10+AA	141	34	92	50	0
K4+AA	139	33	74	52	0
N5+AA	141	34	85	50	0
2 AA kaaviota	126	30	0	128	0
T4(vk)	139	33	90	0	0
T7(vk)	141	34	107	0	0
Y10(vk)	141	34	94	0	0
K4(vk)	141	34	80	0	0
N5(vk)	141	34	90	0	0
T4+pintakuorma	126	30	99	0	41
T7+pintakuorma	128	32	117	0	41
Y10+pintakuorma	126	30	108	0	41
K4+pintakuorma	130	32	85	0	42
N5+pintakuorma	126	30	103	0	41
AA+pintakuorma	141	34	0	50	45

Taulukko 97: Taivutusrasitusten ominaisarvot sillan keskikentässä [kNm]

Kuormitus	OP	Pysyvä	EK (100 kN)	AA	PK
T4+AA	128	31	77	69	0
T7+AA	128	31	98	69	0
Y10+AA	135	32	97	61	0
K4+AA	141	33	66	69	0
N5+AA	141	33	85	69	0
T4+AA	137	33	82	49	0
T7+AA	134	32	112	51	0
Y10+AA	137	33	109	49	0
K4+AA	137	33	82	49	0
N5+AA	137	33	92	49	0
2 AA kaaviota	109	27	0	125	0
T4(vk)	137	33	83	0	0
T7(vk)	134	32	113	0	0
Y10(vk)	137	33	111	0	0
K4(vk)	137	33	85	0	0
N5(vk)	137	33	98	0	0
T4+pintakuorma	122	29	85		39
T7+pintakuorma	134	32	99	0	43
Y10+pintakuorma	134	32	97	0	43
K4+pintakuorma	125	31	88	0	40
N5+pintakuorma	131	31	88	0	42
AA+pintakuorma	137	33	0	49	44

Kenttäalueiden taivutusrasitukset on tukialueen tapaan määritetty kunkin kuormitusyhdistelyn aiheuttaman maksimiarvon solmupisteestä. Koska rasitukset jakaantuvat kentässä hieman tukialuetta tasaisemmin, kuormitusten maksimit eivät saman kuormaryhmän sisällä kohdistu samaan solmupisteeseen. Kenttäalueilla liikennekuormat on ryhmitelty tukialueen tapaan kuormitusryhmiin. Kenttäalueella määräävimmäksi AA-kaavioksi on määritetty AA13/42 ja sitä on käytetty myös kuormitusyhdistelyissä.

Taivutusrasituksen lisäksi on tarkasteltu leikkausrasituksia d:n päässä pääty- ja välituilta. Taulukoissa 98 ja 99 on esitettyä eri kuormien aiheuttamien leikkausrasitusten ominaisarvot mitoittavissa poikkileikkauksissa.

Taulukko 98: Leikkausrasitusten ominaisarvot sillan päätytuella [kN]

Kuormitus	OP	Pysyvä	EK (100 kN)	AA	PK
T4+AA	130	31	139	65	0
T7+AA	130	31	178	65	0
Y10+AA	130	31	171	65	0
K4+AA	130	31	140	65	0
N5+AA	130	31	159	65	0
T4+AA	140	32	155	40	0
T7+AA	140	32	193	40	0
Y10+AA	140	32	188	40	0
K4+AA	140	32	136	40	0
N5+AA	140	32	143	40	0
AA_2_kaista	130	31	0	150	0
T4(vk)	140	32	147	0	0
T7(vk)	140	32	186	0	0
Y10(vk)	140	32	179	0	0
K4(vk)	140	32	135	0	0
N5(vk)	140	32	138	0	0
T4+pintakuorma	130	31	139	0	42
T7+pintakuorma	130	31	178	0	42
Y10+pintakuorma	130	31	171	0	42
K4+pintakuorma	130	31	140	0	42
N5+pintakuorma	130	31	159	0	42
AA+pintakuorma	140	32	0	76	44

Taulukko 99: Leikkausrasitusten ominaisarvot sillan välituella [kN]

Kuormitus	OP	Pysyvä	EK (100 kN)	AA	PK
T4+AA	271	64	184	83	0
T7+AA	271	64	163	83	0
Y10+AA	271	64	274	83	0
K4+AA	271	64	160	83	0
N5+AA	271	64	179	83	0
T4+AA	291	67	196	53	0
T7+AA	291	67	176	53	0
Y10+AA	291	67	294	53	0
K4+AA	291	67	137	53	0
N5+AA	291	67	172	53	0
AA_2_kaista	271	64	0	218	0
T4(vk)	291	67	189	0	0
T7(vk)	291	67	168	0	0
Y10(vk)	291	67	285	0	0
K4(vk)	291	67	145	0	0
N5(vk)	291	67	172	0	0
T4+pintakuorma	271	64	184	0	87
T7+pintakuorma	271	64	163	0	87
Y10+pintakuorma	271	64	274	0	87
K4+pintakuorma	271	64	160	0	87
N5+pintakuorma	271	64	179	0	87
AA+pintakuorma	291	67	0	100	91

Leikkausrasitusten ominaisarvot on määritetty 600 mm päässä pistemäisestä tuesta. Erikoiskuljetuskaavioiden akselipainojen vertailukuormina on tässäkin yhteydessä 100 kN.

Taivutus- ja leikkausrasitusten mitoitusarvot on esitetty rakenteen mitoituksen yhteydessä. Samassa yhteydessä on määritetty sallitut akselipainot kullekin kuormituskaaviole.

5.5 Mitoitus murtorajatilassa

Kannen kestävyyttä on tarkasteltu murtorajatilassa taivutusta, leikkausta ja lävistystä vastaan.

5.5.1 Taivutusmitoitus

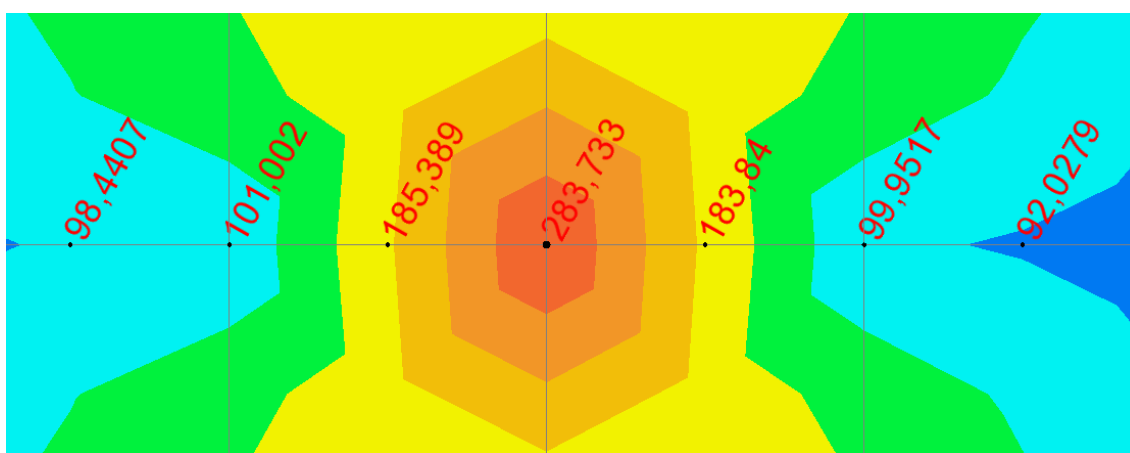
Murtorajatilan taivutusmitoitus on tehty NCCI2 ja EN1992-1-1 mukaisesti. Betonin vetolujuutta ei ole huomioitu mitoituksessa. Mitoittavat rasitukset on määritetty luvussa

5.4 esitetyille kuormituksille. Tukialueen mitoittavaa rasiusta on redusoitu laatan tukimomentin tasauksen ja momenttien uudelleenjakaantumisen mukaisesti. [6]

Kantavuuslaskentaohjeen mukaan laatan tukimomenttia voidaan jakaa alla olevan kaavan mukaiselle leveydelle

$$b_{uls} = D + 2d, \quad (79)$$

jossa D on tuen (pilari/laakeri) halkaisija ja d laatan poikkileikkauksen tehollinen korkeus. Näin ollen mitoittava taivutusmomentti on määritetty 7 tukialueen lähimmäisen solmun keskiarvona kuvan 63 mukaisesti. Kuormitusalueen pituus on tässä tapauksessa 1200 mm.



Kuva 63: Laattasillan tukimomentin tasaus Y10 kuormitukselle

Tukimomentin tasauksen lisäksi taivutusmomentin mitoitusarvoa on redusoitu momenttien uudelleenjakaantumisen perusteella. Momentin uudelleenjakaantumisen suuruus on määritetty alla olevasta kaavasta

$$\min \left[\left(0,56 - 1,25 \frac{x}{d} \right), 15\% \right]. \quad (80)$$

Kaavassa 80 x kuvaa betonin puristuspinnan korkeutta ja d poikkileikkauksen tehollista korkeutta. [9] Tukialueen teräksiksi on määritetty T22 k115. [33] Tukialueen taivutuskestävyys on määritetty keskimmäisen laakerin ($d = 0,62$ m) ja keskimmäistä seuraavan laakerin kohdalla ($d = 0,59$ m). Taulukossa 100 on esitettyä taivutuskestävyyden laskennan tulokset.

Taulukko 100: Taivutuskestävyyden laskennan tulokset

Laakeri	d [m]	A_s [mm ²]	$M_{b,Rd}$ [kNm]
Kolmas	0,62	3306	650
Toinen ja neljäs	0,59	3306	612

Nyt taulukon 100 perusteella on määritetty sallitut akselipainot kullekin erikoiskuljetuskaaviolle.

Taulukko 101: Sallitut akselipainot tukialueen taivutuskestävyyden mukaan

Kuormitus	T4	T7	Y10	K4	N5
EK+AA	160	140	100	190	190
AA+EK	190	170	120	230	230
Valvottu kuljetus	240	220	150	290	290
EK+PK	160	140	110	200	190

Tukialueen taivutusmitoituksen perusteella on todettu, että Y10 kuormituskaaviota lukuun ottamatta asetetut tavoiteakselipainot saavutetaan. Kuormituskaavion Y10:n kohdalla tavoiteakselipainoa 150 kN ei saavuteta millään reitistökuljetuksella. Myös valvotun kuljetun tavoiteakselipaino 200 kN alitetaan merkittävästi.

Kenttäalueen taivutuskestävyys määritettiin keskellä rakenteen poikkileikkausta ($d = 0,52$ m) ja hieman rakenteen keskilinjaa vierestä (0,5 m). Poikkileikkauksen keskellä taivutuskestävyydeksi on määritetty 540 kNm ja pienemmällä tehollisella korkeudella 510 kNm. Taulukkoon 102 on nyt koottuna kestävyysien perusteella määritetyt sallitut akselipainot kentässä.

Taulukko 102: Sallitut akselipainot kenttäalueiden taivutusmitoituksessa

Kuormitus	T4	T7	Y10	K4	N5
EK+AA	180	120	140	200	160
AA+EK	190	150	160	220	190
Valvottu kuljetus	260	210	210	280	240
EK+PK	180	150	160	210	170

Kenttäalueilla tavoitepainot saavutetaan pääosin kaikilla liikennekuormilla. Erikoiskuljetuskaavion sijaitessa sillan reunalla ja AA-kaavion sen vieressä keskellä asetetut tavoitepainot alitetaan T7- ja Y10-kuormituskaavioille.

Sillan taivutusmitoituksen perusteella voidaan todeta, että kantavuus ei ole riittävä asetetuille tavoitepainoille. Määräävämmäksi poikkileikkaukseksi tulee taivutusrasituksen osalta välituki, jossa asetetut tavoitepainot alitetaan kuormituskaavio Y10:n kohdalla selvästi.

5.6 Leikkausmitoitus

Rakenteen tukialueiden kestävyyttä on tarkasteltu myös vallitsevia leikkausvoimia vastaan. Leikkauskestävyyttä on tarkasteltu sekä rakenteen pääty-, että välituilla. Mitoittava leikkausvoima on määritetty d :n päässä tuen reunasta LUSAS-laskentaohjelmalla. Näin

ollen mitoittavan leikkausvoiman etäisyys pistemäisestä tuesta on laskentaohjelmassa 600 mm. Leikkausvoiman mitoitusarvo on jaettu sillan poikkisuunnassa taivutusmitoituksessa osoitetun kaavan 79 mukaiselle alueelle. [9]

Päätytuen leikkausmitoitus tehtiin leikkausraudoitetun rakenteen tavoin. [9] Leikkausraudoitukseksi on määritetty tyyppipiirustusten mukaan kaksileikkeinen T8 k300 haotus. [4] Taulukossa 103 on esitettyä leikkauskestävyyden laskennan tulokset päätytuelä.

Taulukko 103: Päätytuen leikkauskestävyyden määrittäminen

Laakeri	d [m]	A_{sv} [mm ² /m]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_u [kN]
Kolmas	0,52	335	428	182	524
Toinen ja neljäs	0,49	335	403	171	493

Myös välituen leikkausmitoitus on tehty leikkausraudoitetun rakenteen tavoin. Leikkausraudoituksen määräksi on määritetty kaksileikkeinen T8 k300. Taulukossa 104 on esitettyä välituen leikkausmitoituksen tulokset.

Taulukko 104: Välituen leikkauskestävyyden määrittäminen

Laakeri	d [m]	A_{sv} [mm ²]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_u [kN]
Kolmas	0,62	335	510	217	625
Toinen ja neljäs	0,59	335	485	206	594

Nyt edellä olevien kestävyysien perusteella on määritetty sallitut akselipainot leikkauskestävyyden kannalta.

Taulukko 105: Sallitut akselipainot leikkausmitoituksessa

Kuormitus	T4	T7	Y10	K4	N5
EK+AA	210	240	140	240	210
AA+EK	220	250	150	320	250
Valvottu	280	310	180	360	310
EK+PK	210	240	140	250	220

Leikkausmitoituksessa mitoittavammaksi kuormitukseksi on määritetty Y10-kuormituskaavio, jonka tavoiteakselipaino 150 kN alittuu lähes kaikilla reitistökuljetuksilla. Y10-kuormituskaavion osalta myös valvotun kuljetuksen tavoiteakselipaino 200 kN alitetaan selvästi.

5.7 Lävistysmitoitus

Lävistysmitoitus on tehty NCCI2 mukaisesti pelkän betonin lävistyskestävyys huomioon. [9] Koska kannen ja pilarin välissä on laakeri, joka ei välitä taivutusrasitusta, oletetaan, että kuorman epäkeskisyyks on vähäinen, eli $e = 0$. Laakerin oletettiin olevan neliön muotoinen ja sivumitaltaan 300 mm leveä. Välituen lävistysmitoituksen tulokset on esitetty taulukossa 106.

Taulukko 106: Välituen lävistysmitoituksen tulokset

Laakeri	d [m]	$A_{s,x}$ [mm ²]	$A_{s,y}$ [mm ²]	u [mm]	A_u [mm ²]	V_c [kN]
Kolmas	0,62	3306	1521	3680	846400	1737
Toinen ja neljäs	0,59	3306	1521	3560	792100	1661

Nyt saatujen kestävyyksien perusteella on määritetty eri kuormituskaavioiden sallitut akselipainot.

Taulukko 107: Sallitut akselipainot lävistysmitoituksen kannalta

Kuormitus	T4	T7	Y10	K4	N5
EK+AA	180	140	110	220	180
AA+EK	200	150	120	250	200
Valvottu kuljetus	260	200	160	320	260
EK+PK	180	140	110	220	180

Mitoittavaksi kuormituskaavioksi on taulukoin 107 perusteella määritetty Y10, jonka kohdalla tavoiteakselipaino alitetaan kaikissa tapauksissa. Reitistökuljetuksessa suurimmaksi sallituksi akselipainoksi on määritetty 110 kN, kun asetettu tavoitepaino on 150 kN. Vastaavasti valvotun kuljetuksen suurin sallittu akselipaino on 160 kN, kun tavoiteakselipaino on kaikille kuormituskaavioille valvottuna 200 kN. Muilla kuormituskaavioilla asetetut tavoitepainot saavutetaan. Lähimmäksi tavoitepainoa päädytään T7-kaaviolla, jonka sallitut akselipainot ovat reittikuljetuksella ja valvotulla kuljetuksella tavoitepainojen suuruiset.

Yllä olevien tulosten perusteella voidaan todeta, ettei sillan nykyinen kantavuus ole riittävä NCCI2 [9] mukaisella kaavalla laskettuna. Näin ollen sillan kantavuutta tulee kasvattaa asetettujen tavoitepainojen saavuttamiseksi.

5.8 Mitoitus käyttörajatilassa

Käyttörajatilassa on tarkasteltu sallittuja halkeamaleveyksiä. Kuormitusyhdistelynä on käytetty kantavuuslaskentaohjeen [6] mukaista käyttörajatilan kuormitusyhdistelyä.

Kuormitusten pitkäaikaisvaikutusta ei kantavuuslaskennassa ole tarkasteltu. Käyttöraja-tilassa momenttien uudelleen jakaantumista ei ole huomioitu.

Halkeamamitoitus tehtiin NCCI2 [9] mukaisesti. Sallittuna halkeamaleveytenä käytettiin kantavuuslaskentaohjeen mukaista 0,35 mm, jota korotettiin arvolla 1,4. Näin ollen sallitun halkeamaleveyden mitoitusarvoksi on määritetty 0,49 mm. Tukialueen mitoittavaksi rasitukseksi on keskimmäisen laakerin ($d=620\text{mm}$) kohdalla määritetty Y10 valvottu kuljetus ja viereisen laakerin ($d=590\text{ mm}$) vastaavasti Y10+AA kuormitus. Taulukossa 108 on esitettyinä määritetyt halkeamaleveydet eri kuormituksille.

Taulukko 108: Mitoittavien kuormitusyhdistelyiden halkeamaleveydet tuella

Kuormitus	$M_{x,top}$ [kNm]	$M_{x,red}$ [kNm]	d [m]	$\sigma_{s,halk}$ [Mpa]	w_k [mm]	$w_{k,sall}$ [mm]	Käyttöaste
Y10+AA	1027	668	0,59	387	0,577	0,49	117,8 %
Y10(vk)	1085	705	0,62	388	0,577	0,49	117,8 %

Mitoittavaksi liikennekuormaksi halkeamaleveyksien kannalta tulee Y10 valvottuna kuljetuksena sekä Y10+AA kuljetus. Käyttöasteeksi kyseisillä yhdistelyillä on määritetty 118 %. Näin ollen kantavuuslaskentaohjeen mukainen sallittu halkeamaleveys ylittyy hieman. Taulukossa 101 $M_{x,top}$ kuvaa pistemäisen momentin arvoa tuella ja $M_{x,red}$ alueella b jaettua momentin keskimääräistä arvoa. Termi $\sigma_{s,halk}$ on NCCI2 [9] mukaisesti teräsännitys, kun betonipoikkileikkauksen oletetaan halkeilleen. Käyttörajan alue b_{sls} on määritetty NCCI2 [8] mukaisella kaavalla

$$b_{sls} = D + 1,6d. \quad (81)$$

Nyt saatujen tulosten perusteella on määritetty Y10-kuormituskaavion sallituksi akselipainoksi 120 kN reitistökuljetukselle ja 150 kN valvotulle kuljetukselle. Molemmissa tapauksissa lävistysmitoituksen sallitut akselipainot ovat määräävämpiä, kuin halkeamamitoituksen. Muilla kuormituskaavioilla sallitut halkeamaleveydet eivät ylity tukialueella asetetuilla tavoitepainoilla.

Halkeamaleveyksiä tarkasteltiin myös rakenteen kenttäalueella. Mitoittavaksi liikennekuormaksi on tässä yhteydessä määritetty T7+AA sillan reunakentässä. Taulukossa 109 on esitettyinä halkeamaleveysmitoituksen tulokset kenttäalueella.

Taulukko 109: Kenttäalueen halkeamamitoituksen tulokset

Kuormitus	$M_{x,top}$ [kNm]	d [m]	$\sigma_{s,halk}$ [Mpa]	w_k [mm]	$w_{k,sall}$ [mm]	Käyttöaste
T7+AA	421	0,5	290,00	0,393	0,49	80,2 %

Taulukon 109 perusteella on todettu, etteivät sallitut halkeamaleveydet ylity kenttäalueella. Käyttöasteeksi mitoittavalla yhdistelyllä on määritetty 80 %. Näin ollen asetetut tavoitepainot saavutetaan kenttäalueen halkeamamitoituksessa kaikilla yhdistelyillä.

5.9 Yhteenveto sillan kantavuuslaskennasta

Kantavuuslaskennan tuloksena saadut sallitut akselipainot on esitettyinä taulukossa 110.

Taulukko 110: Kantavuuslaskennan perusteella määritetyt sallitut akselipainot

Kuormitus	T4	T7	Y10	K4	N5
EK (reitistö)	160	120	110	190	160
EK (valvottu)	260	200	160	280	240

Näin ollen kantavuuslaskennan perusteella on todettu, että siltaa täytyy vahventaa. Suurimmat ongelmat ovat Y10-kuormituskaavion aiheuttamat leikkaus- ja taivutusrasitukset välituella. Tämän lisäksi tavoitepainot alitetaan T7-kuormituskaavion osalta myös kenttäalueilla.

6. BB-17 VAHVENTAMISLASKELMAT

6.1 Yleistä

Luvun 5 kantavuuslaskennassa on tultu siihen tulokseen, että siltaa on vahvennettava, jotta riittävä kantavuus voidaan saavuttaa. Kantavuustarkastelussa kriittisimmäksi rasi-tukseksi on määritetty leikkausrasitus rakenteen välituella. Kantavuuslaskennan johto-päätöksissä asetettiin kuitenkin tavoitteeksi myös taivutuskestävyyden korottaminen 50 %.

Pintavalun yhteydessä vanhan rakenteen pinnasta piikataan ~30 mm vanhaa haurasta betonia ja tämän jälkeen vanhan rakenteen yläpintaan valetaan 130 mm korkea raudoi-tettu betonilaatta. Näin ollen laatan tehollisen korkeuden kasvu on 100 mm. Laattaan valitaan pituussuuntaan T25k200 ja poikkisuuntaan T20k200 raudoitus.

6.2 Kuormitukset

Vahvennettua rakennetta kuormittavat pääosin samat kuormat kuin alkuperäistäkin ra-kennetta. Tämän lisäksi rakennetta kuormittavat pintalaatan paino sekä vanhan ja uuden betonin välinen kutistumaero. Pintalaatan aiheuttama kuorma on määritetty rakennemal-liin tasaisena kuormana, jonka suuruus on $2,5 \text{ kN/m}^2$.

Uuden betonilaatan kutistuman suuruus on määritetty NCCI2 [9] ja Eurokoodin [14] mukaisesti. Kutistuman laskennassa on huomioitu betonin kuivumis- ja sisäinen kutis-tuma. Pintalaatan kuivumiskutistuma on laskettu alla olevilla perusteilla:

- Kutistuman alkamishetki (jälkihoitoajan pituus) $t_0 = 6\text{d}$.
- Kutistumaa tarkastellaan ajanhetkellä $t = \infty$.
- Pintalaatassa käytetään normaalia sementtiä.
- Pintalaatan betonina käytetään C35/45 betonia, jonka lieriölujuuden keskiarvo on 43 MPa.
- Ympäristön suhteellinen kosteus on 80 %.

Pintalaatan kuivumiskutistuman laskentaa varten tulee määrittää laatan muunnettu pak-suus, joka määritetään NCCI2 [9] mukaan kaavalla

$$h_0 = 2 \frac{A_c}{u}. \quad (82)$$

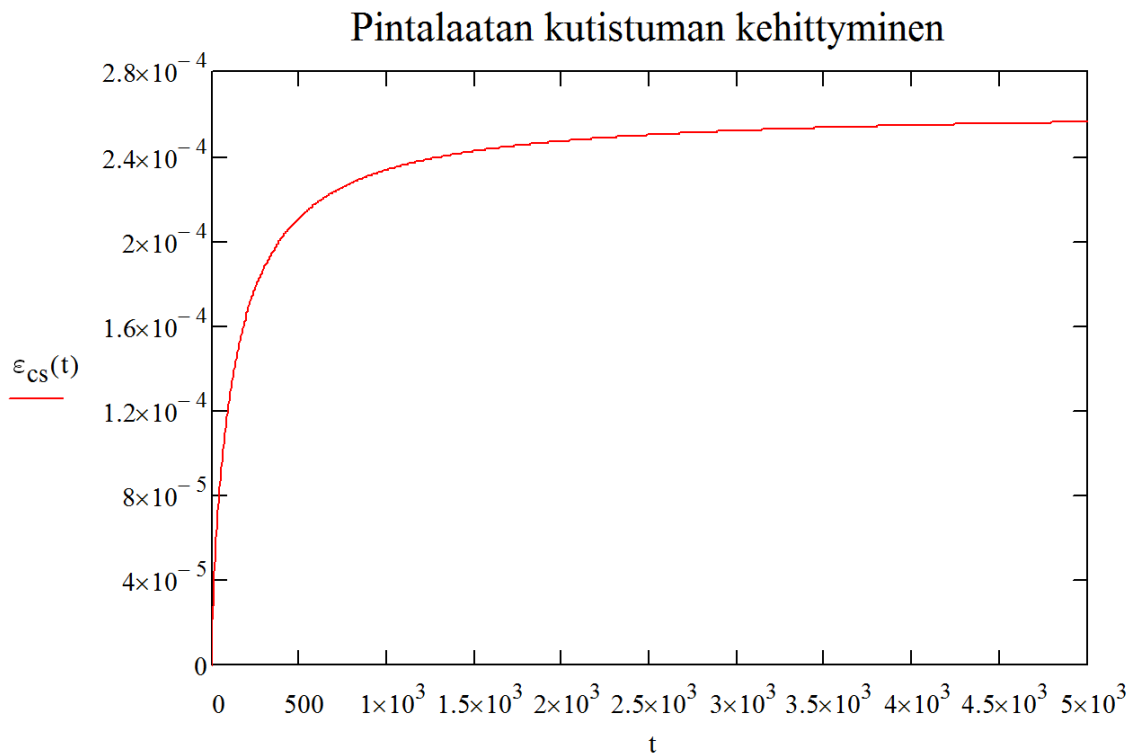
Muunnetun hoikkuuden määrittämisessä termi A_c kuvaa poikkileikkauksen pinta-alaa ja u haihtumiselle alttiin piirin alaa. Koska pintavalun alapintaa rajoittaa vanha laatta ja sivupintoja mahdollisesti reunapalkit, lasketaan haihtumiselle alttiiseen piiriin pelkästään laatan yläpinnan leveys. Näin ollen poikkileikkauksen muunneltu hoikkuus on 2 kertaa laatan paksuuden suuruinen eli $h_0 = 260$ mm. Nyt rakenteen kuivumiskutistumaksi on määritetty $\epsilon_{cd}=0,0199$ %.

Myös betonin sisäinen kutistuma on määritetty NCCI2 [9] mukaisilla kaavoilla. Sisäisen kutistuman laskennassa on käytetty alla olevia parametreja:

- Betonin tarkasteluikä $t = \infty$.
- Betonin lujuusluokka on C35/45 ja puristuslujuuden ominaisarvo $f_{ck} = 35$ MPa.

Näillä perusteilla betonin sisäisen kutistuman arvoksi on määritetty $\epsilon_{ca} = 0,00625$ %. Näin ollen pintalaatan kokonaiskutistuman arvoksi saadaan yhteensä $\epsilon_{cs} = 0,0261$ %.

Kuvassa 64 on esitetty pintalaatan kutistuman kehittyminen ajan funktiona.



Kuva 64: Pintalaatan kutistuman kehittyminen ajan funktiona $[t] = d$

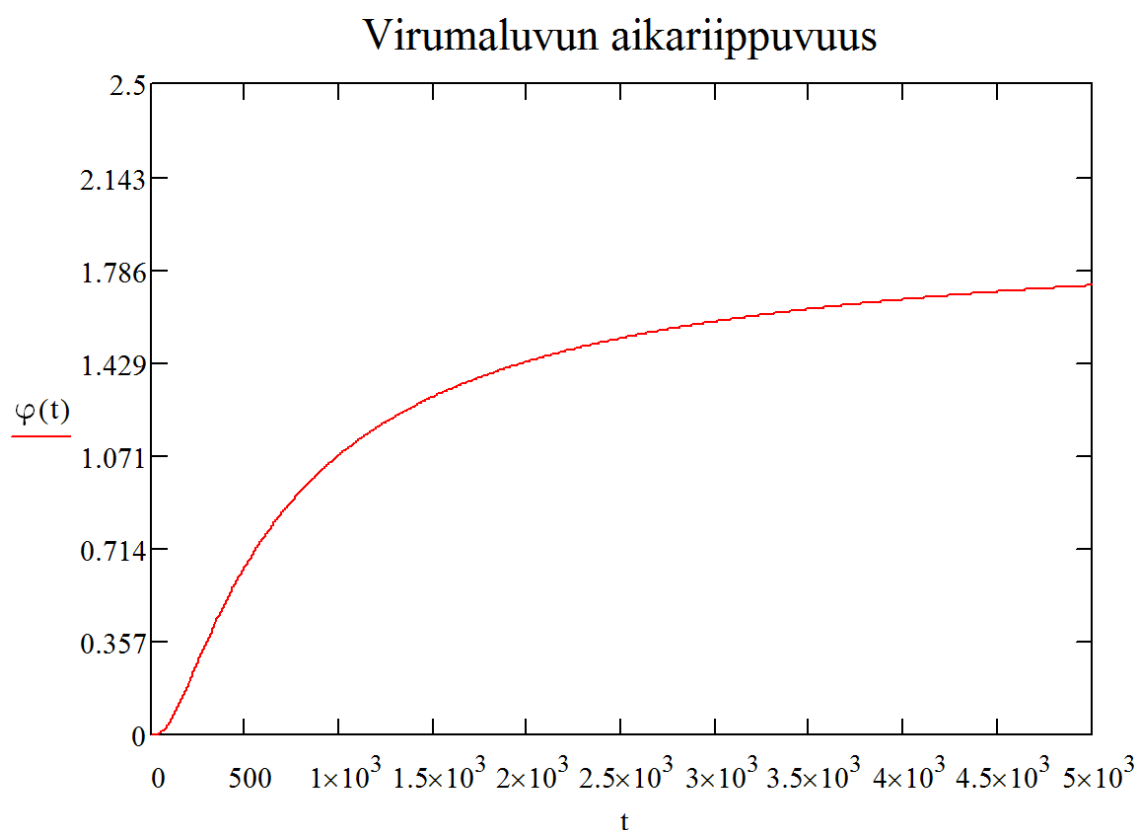
Kutistumaa on tarkasteltu eri ajan hetkillä t . Kutistuman aiheuttaman voiman laskennassa käytettävä kimmokerroin riippuu betonin virumasta ja on näin ollen myös ajan funktio. [9] Alla olevassa kaavassa 83 on esitettyä NCCI2 mukainen kimmokerroin betonille kutistumanlaskennassa

$$E_{cp,kut}(t) = \frac{E_{cm}}{1+0,5\varphi(t)}. \quad (83)$$

Kaavassa 83 termi E_{cm} kuvaa betonin ominaiskimmokerrointa ja $\varphi(t)$ ajanhetkellä t määritettyä virumalukua. Pintalaatan betonin viruma on määritetty NCCI2 mukaisesti seuraavilla perusteilla:

- Laatan tehollinen korkeus $h_0 = 260$ mm
- Jälkihoidon lopettamispäivä $t_0 = 6$ d
- Ilmankosteus $RH = 80$ %
- Betonin keskimääräinen lieriölujuus $f_{cm} = 43$ MPa

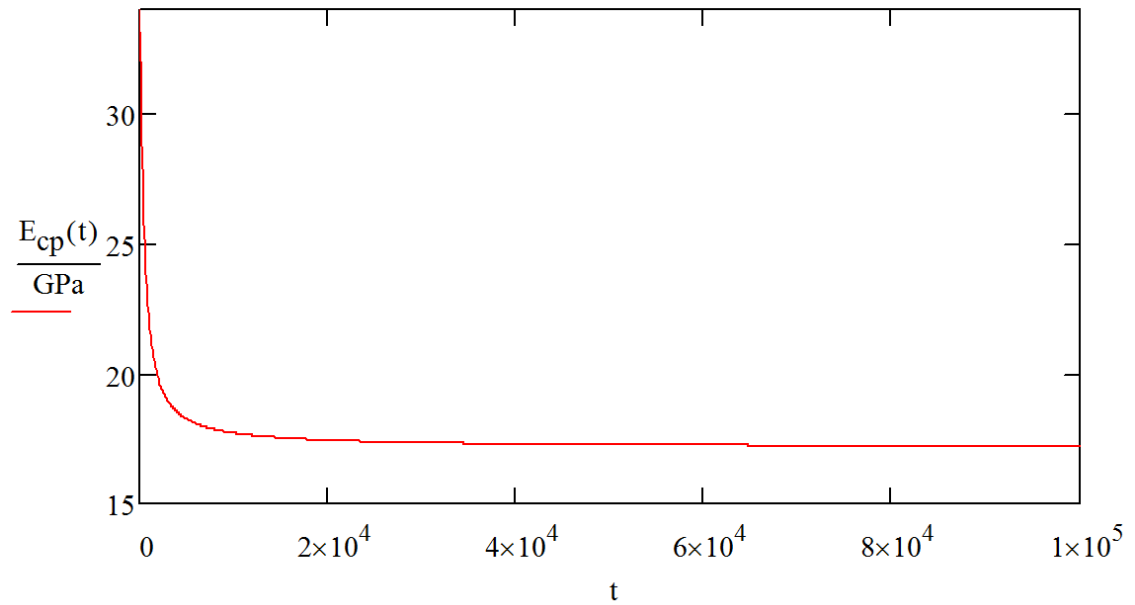
Pintalaatan betonin virumaluvun muutos ajan funktiona on esitettyä kuvassa 65.



Kuva 65: Pintalaatan betonin virumaluvun aikariippuvuus $[t] = d$

Nyt virumaluvun funktion perusteella on määritetty kutistuman laskennassa käytettävä kimmokerroin kaavasta 83. Kimmokertoimen muutosta ajan suhteen on havainnollistettu kuvassa 66.

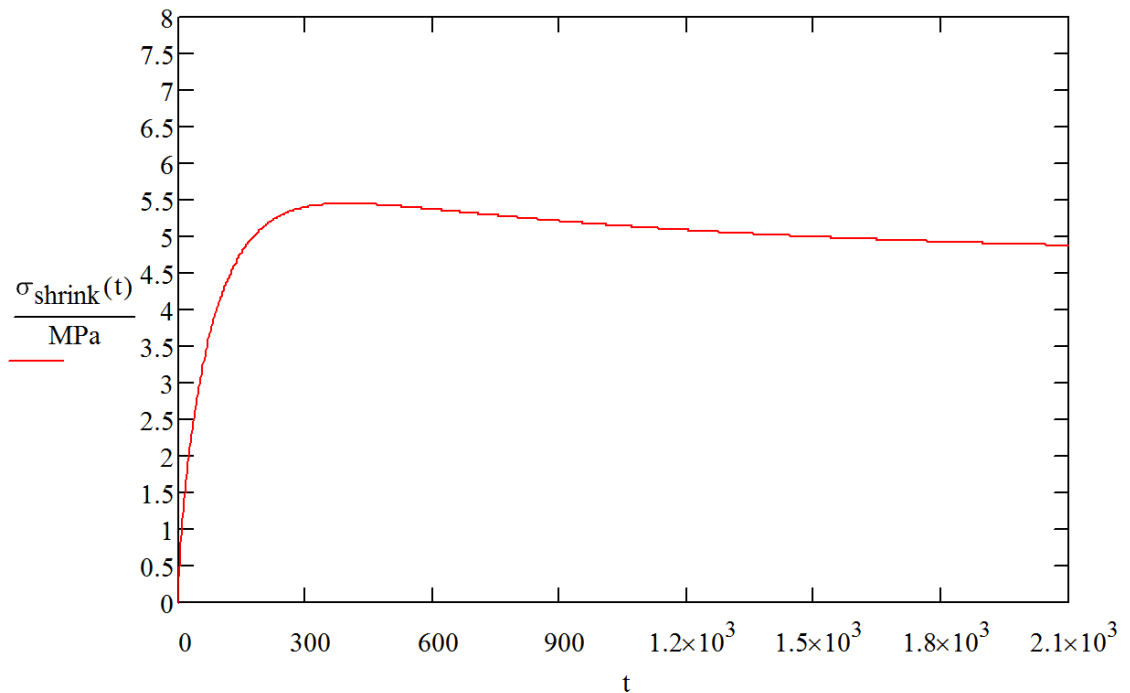
Kutistuman laskennassa käytettävä kimmokerroin



Kuva 66: Kutistuman laskennassa käytettävän kimmokertoimen arvo ajan funktiona $[t] = d$

Nyt kutistuman aiheuttama normaalijännitys voidaan määrittää Hooken laista [19], jota on käsitelty luvun 3.3.2 kaavassa 7. Kuvassa 67 on esitettyä mitoittavan jännityksen aikariippuvuus, kun käytetään tehollista kimmokerrointa.

Kutistuman aiheuttama normaalijännitys



Kuva 67: Kutistuman aiheuttama normaalijännitys aikariippuvuus $[t] = d$

Jännitystarkasteluissa käsitellään kolmea eri ajankohtaa kutistuman määrittämisen kannalta: sillan käyttöönotto $t = 28$ d, määräävä ajanhetki $t = 315$ d (kuvasta 64) ja lopullinen tilanne $t = \infty$. Taulukossa 111 on esitettyä kutistuman aiheuttaman normaalijännityksen mitoitusperusteet ja arvot eri ajanhetkillä.

Taulukko 111: Kutistuman aiheuttaman jännityksen määrittäminen eri ajanhetkillä

Aika t [d]	Virumaluku	E_{cp} [Gpa]	ϵ_{cs} [%]	σ [MPa]
28	0	34	0,0064	2,18
315	0,3892	28,5	0,019	5,4
∞	1,96	17	0,0263	4,5

6.3 Mitoittavat rasitukset

Mitoittavat rasitukset on määritetty pääosin kantavuuslaskennan tuloksia hyödyntäen. Nyt kantavuuslaskennan tuloksiin on lisätty käsin alla olevissa kuvissa esitetyt pintalaatan oman painon ja kutistuman aiheuttamat rasitukset. Pintalaatan painon aiheuttamat rasitukset on määritetty suoraan LUSAS-laskentaohjelmasta. Taulukossa 112 on esitettyä pintalaatan aiheuttamat rasitukset eri osissa poikkileikkausta.

Taulukko 112: Pintalaatan aiheuttaman taivutusrasituksen ominaisarvot [kNm]

Rasitus	Tuella	Reunakentässä	Keskikentässä
Pintalaatta	66	25	24

Taulukko 113: Pintalaatan aiheuttama leikkausrasituksen ominaisarvot [kN]

Rasitus	Päätytuella	Välituella
Pintalaatta	24	50

Kutistuman aiheuttamien rasitusten oletetaan vapautuvan murtorajatilassa, joten niiden vaikutukset on huomioitu pelkästään käyttörajatilan laskemissa. Alla on koottuna kantavuuslaskennan perusteella määritetyt mitoittavat rasitukset, kun käytetään valittujen liikennekuormien tavoiteakselipainoja.

Tukialueen mitoittavaksi liikennekuormaksi on määritetty Y10-kuormituskaavio valvottuna kuljetuksena. Käyttörajatilan rasitukseksi on kantavuuslaskennassa määritetty 705 kNm ja kun huomioidaan pintalaatan oman painon aiheuttama rasitus, saadaan mitoittavaksi rasitukseksi vahvennetulle rakenteelle 771 kNm. Murtorajatilassa kantavuuslaskennan mukaiseksi rasitukseksi on määritetty 743 kNm ja kun huomioidaan pintalaatan oma paino, saadaan rasitukseksi 822 kNm.

Kenttäalueiden keskinäinen mitoittava poikkileikkaus on taivutusrasituksen osalta reunakentässä mitoittavalla liikennekuormalla T7+AA. Käyttörajatilan mitoittavaksi rasi-

tukseksi on kantavuuslaskennassa määritetty 421 kNm ja pintalaatan paino huomioituna 446 kNm. Murtorajatilan mitoittavaksi rasisitukseksi on vastaavasti määritetty 524 kNm ja pintalaatan paino huomioituna 554 kNm.

Päätytuen leikkausrasitusten osalta mitoittavaksi liikennekuormaksi on määritetty T7-kuormituskaavio valvottuna kuljetuksena. Leikkausvoiman laskennassa on huomioitu vanhalle rakenteelle kohdistuvat leikkausvoimat sekä pintavalun aiheuttama kuormituksen kasvu. Leikkausvoiman mitoitusarvoksi on määritetty 366 kN ja kun huomioidaan pintalaatan aiheuttaman leikkausvoiman vaikutus, saadaan mitoittavaksi rasisitukseksi 391 kN. Vastaavasti välituen mitoittavaksi liikennekuormaksi on kantavuuslaskennassa määritetty Y10-kuormituskaavio valvottuna kuljetuksena. Leikkausvoiman mitoitusarvoksi on määritetty 652 kN ja kun huomioidaan pintalaatan aiheuttama leikkausvoima, saadaan mitoitusarvoksi 718 kN.

Mitoittavan lävistyskuorman aiheuttaa sekä väli-, että päätytuella Y10-kuormituskaavio valvottuna kuljetuksena. Tukireaktioksi on päätytuen laakerilla määritetty 807 kN ja välituen laakerilla 1983 kN. Kun huomioidaan myös pintalaatan aiheuttama kuorma, saadaan tukireaktioksi päätytuella 831 kN ja välituella 2066 kN.

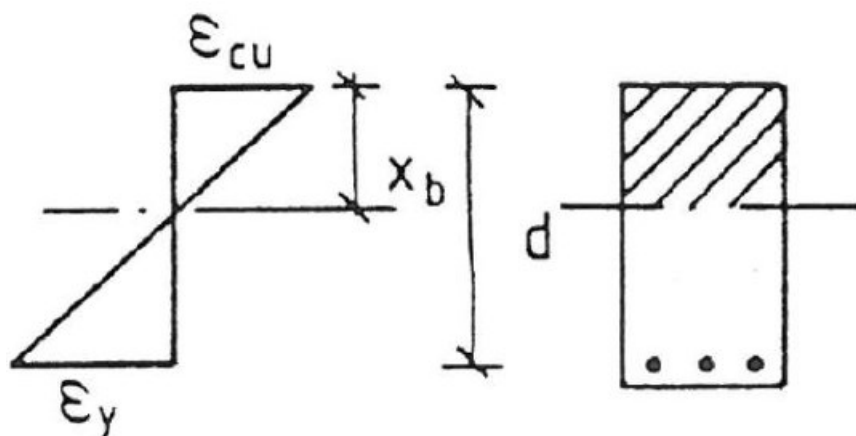
6.4 Vahventamismitoitus murtorajatilassa

Murtorajatilan vahventamismitoitus on tehty taiputus-, leikkaus- ja lävistysrasituksia vastaan. Vahventamisen tavoitetasoksi on valittu kantavuuslaskennassa esitetyt murtorajatilan kuormitukset.

6.4.1 Vahvennetun rakenteen murtotapa

Myös vahventamisen yhteydessä tulee varmistua siitä, että rakenteen murtotapa on sitkeä. Sitkeä murtotapa saavutetaan, kun betoniteräksiset myötäävät sillä hetkellä, kun betoni saavuttaa murtopuristumansa. [9, 14] Näin ollen betoniterästen venymän tulee olla vähintään myötövenymän suuruinen. Liikenneviraston NCCI2 ohjeessa on lisäksi asetettu betoniterästen venymälle yläraja-arvoksi 10 ‰.

Betonin murtopuristumana käytetään NCCI2 mukaista arvoa $\epsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$. Nyt vanhojen terästen venymä voidaan ratkaista kuvan 68 mukaisista yhdenmuotoisista kolmioista.

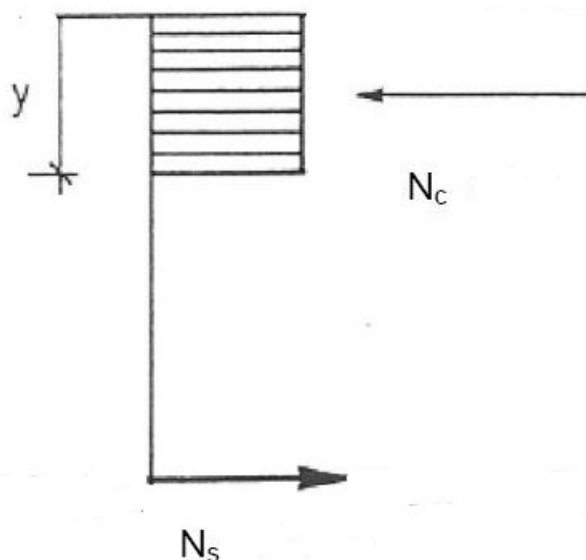


Kuva 68: Poikkileikkauksen venymäjakauma

Nyt vanhojen terästen venymä betonin murtohetkellä saadaan laskettua kaavasta

$$\varepsilon_{s,1,lop} = \varepsilon_{cu2} \left(\frac{d_1}{x_b} - 1 \right). \quad (84)$$

Kaavassa d_1 on vanhojen terästen tehollinen korkeus ja ε_{cu2} betonin murtopuristuma. Vastaavasti x_b kuvaa betonin puristuspinnan korkeutta, joka voidaan määrittää vaakasuuntaisen tasapainoehdon perusteella alla olevasta kuvasta.



Kuva 69: Poikkileikkauksen sisäiset vaakasuuntaiset voimat [25]

Nyt merkitsemällä betonin puristusresultantti ja teräksien vetoresultantti yhtä suuriksi, saadaan puristuspinnan tehollinen korkeus y ratkaistua kaavasta

$$y = \frac{A_s f_{yd}}{b f_{cd}}. \quad (85)$$

Puristuspinnan todellinen korkeus x_b on NCCI2 mukaan $y/0,8$, kun $f_{ck} \leq 50$ MPa. Puristustetun pinnan tehollisen korkeuden ja todellisen korkeuden suhde perustuu oletukseen, jossa plastisuusteorian mukainen jännitys jakauma on kuvan 69 mukainen. Nyt kaavan 85 mukaan puristuspinnan teholliseksi korkeudeksi y on määritetty 117,3 mm ja puristuspinnan todelliseksi korkeudeksi $x_{tot} = 146,7$ mm. Näin ollen vanhojen terästen venymäksi rakenteen yläpinnassa betonin murtohetkellä saadaan 11,4 %.

Pintalaattaan asennettujen terästen venymän laskennassa tulee huomioida myös rakenteen kuormitushistoria. Pintalaatan terästen venymä saadaan laskettua kaavalla

$$\varepsilon_{s,2} = \varepsilon_{cu2} \left(\frac{d_2}{x_b} - 1 \right) - \varepsilon_{s1,vah}, \quad (86)$$

jossa $\varepsilon_{s1,vah}$ on vahventamishetkellä vanhoissa teräksissä vaikuttava venymä. Vahventamishetkellä teräksissä vaikuttava venymä saadaan määritettyä teräsjännityksen perusteella kaavasta

$$\varepsilon_{s1,vah} = \frac{\sigma_{vah}}{E_a}, \quad (87)$$

jonka teräsjännitys σ_{vah} saadaan vastaavasti kaavasta

$$\sigma_{vah} = \frac{M_{vah}}{I_y} (d_1 - y_0) \alpha. \quad (88)$$

Kaavassa 88 M_{vah} kuvaa poikkileikkauksen taivutusrasitusta vahventamisen aikana ja I_y vahvennettavan poikkileikkauksen neliömomentti vahventamisaikana. Vastaavasti d_1 kuvaa terästen painopistettä ja y_0 koko poikkileikkauksen painopistettä laatan alareunasta. Kerroin α kuvaa betoniterästen ja betonin kimmokertoimien suhdetta. Taulukossa 114 on esitettyä vahventamishetkellä vaikuttavan venymän määrittämisen parametrit.

Taulukko 114: Teräsvenymän määrittäminen vahventamishetkellä

M_{vah} [kNm]	I_y [mm ⁴]	d_1 [mm]	y_0 [mm]	σ_{vah} [MPa]	$\varepsilon_{s1,vah}$ [‰]
299	$2,791 \cdot 10^4$	625	325	40,329	0,2

Nyt vanhojen terästen venymäksi on vahventamishetkellä määritetty 0,2 ‰ ja tämän perusteella uusien terästen venymäksi betonin murtohetkellä saadaan kaavan 86 mukaan 13,0 ‰.

Molempien terästen venymä ylittää myötövenymän, joten poikkileikkauksen murtotapa on sitkeä. Kumpienkin terästen venymä ylittää kuitenkin myös sallitun 10 ‰ rajan, jo-

ten betonin murtopuristumaa ei todennäköisesti koskaan saavuteta, vaan murto tapahtuu terästen murtumisena liiallisen muodonmuutoksen seurauksena.

Murtotavan määrittämisen lisäksi tarkasteltiin teräsmäärää, jolla poikkileikkauksen murtotapa olisi hauras. Alla olevaan taulukkoon on koottuna eri teräsvaihtoehtojen venymät betonin murtohetkellä.

Taulukko 115: Eri teräsvaihtoehtojen lopulliset venymät betonin murtohetkellä

Rauditus	A_s [mm ²]	$\epsilon_{s,vanha}$ [‰]	$\epsilon_{s,uusi}$ [‰]
T25k250	1963	13	14,9
T25k200	2454	11,4	13,1
T32k250	3217	9,47	1,09
T32k200	4021	7,91	9,18
T32k100	8042	3,61	4,37
T32k65	12370	1,56	2,07

Laskennassa vanhoina teräksiä on käytetty kuvan 51 mukaista T22k115 raudoitusta. Taulukossa on tummennettuna valittu T25k200 rauditus ja punaisella värillä esitettyä T32k65 rauditus, joka tuottaa hauraan murtotavan. Näin ollen on todettu, että nykyinen rauditus on hyvin kaukana yliraudoitettun rakenteen raudoituksesta. Tämä johtuu suhteellisen matalasta pintalaatasta, jolloin vanhan ja uuden teräksen välinen venymäero on melko vähäinen. Suhteellisesti korkeammilla pintalaatoilla vanhojen terästen venymä voi helposti jäädä alle myötörajan, jos uuden rakenteen rauditus on järeä.

Venymien laskenta on esitetty tarkemmin tämän työn liitteessä 10.

6.4.2 Taivutusmitoitus

Murtorajatilan taivutusmitoitus on tehty NCCI2 mukaisesti. Mitoituksessa on oletettu, että osien välillä vallitsee täydellinen liittovaikutus. Tukialueella kestävyuden laskennassa on huomioitu vetoraudoituksen pinta-alan kasvu ja rakennekorkeuden muutos. Vastaavasti kenttäalueilla mitoituksessa on huomioitu pelkästään rakennekorkeuden kasvu.

Kenttäalueen tarkastelussa on määritetty alapinnan terästen plastista vetoresultanttia vastaavan betonipoikkileikkauksen korkeus rakenteen yläpinnassa. Terästen plastinen vetoresultantti on määritetty kaavalla

$$T_s = A_s f_{yd}, \quad (89)$$

jossa A_s kuvaa alapinnan terästen pinta-alaa [mm²] ja f_{yd} alapinnan terästen mitoituslujuutta. Vetoresultantin arvoksi on määritetty 1150 kN ja sen perusteella on määritetty yläpinnan betonin puristetun alueen teholliseksi korkeudeksi 52 mm kaavasta

$$y = \frac{T_s}{bf_{cd}}, \quad (90)$$

jossa b on poikkileikkauksen leveys ja f_{cd} yläpinnan betonin puristuslujuuden mitoitusarvo. Koska puristettu alue sijoittuu pelkästään pintalaatan alueelle, ei uuden ja vanhan betonin välistä lujuuseroa tarvitse huomioida laskennassa. Poikkileikkauksen taivutuskestävyys saadaan määritettyä betonin puristus- ja teräksen vetoresultanttien voimaparista. Taivutuskestävyys lasketaan kaavalla

$$M_{b,Rd} = T_s \left(d - \frac{y}{2} \right), \quad (91)$$

jossa d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus alapinnan teräksiin nähden. Nyt taivutuskestävyydeksi on määritetty 693 kNm ja näin ollen käyttöasteeksi mitoittavalle taivuturasitukselle 80 %. Näin ollen voidaan todeta, että valittu pintalaatan korkeus on riittävä mitoittavia rasituksia vastaan.

Laatan alkuperäinen taivutuskestävyys kentässä oli 540 kNm, joten taivutuskestävyyttä saadaan 100 mm pintavalulla kasvatettua 28 %. Kenttäalueen taivutuskestävyyden määrittäminen on esitetty työn lopussa olevassa liitteessä 11.

Tukialueella taivutuskestävyyden laskennassa tulee huomioida rakennekorkeuden kasvun lisäksi myös uusien vetoterästen vaikutus kestävyteen. Tukialueen terästen vetoresultantti lasketaan nyt uusien ja vanhojen terästen summana kaavalla

$$T_s = A_{s,1}f_{yd,1} + A_{s,2}f_{yd,2}. \quad (92)$$

Vetoresultantin suuruudeksi on määritetty 2217 kN ja kenttäalueen mitoituksen yhteydessä esitetyllä kaavalla puristuspinnan korkeudeksi on saatu määritettyä 141 mm. Poikkileikkauksen tukialueen taivutuskestävyys voidaan määrittää kaavasta

$$M_{b,Rd} = T_{s,1} \left(d_1 - \frac{y}{2} \right) + T_{s,2} \left(d_2 - \frac{y}{2} \right), \quad (93)$$

jossa $T_{s,1}$ ja $T_{s,2}$ ovat uusien ja vanhojen terästen vetoresultantteja ja d_1 sekä d_2 vastaavien terästen mukaan lasketut teholliset korkeudet. Tukialueen taivutuskestävyydeksi saadaan nyt 1357 kNm. Näin ollen vahvennetun rakenteen taivutuskestävyyden käyttöaste tukialueella on 65 %.

Laatan alkuperäiseksi kestävyydeksi tukialueella määritettiin 650 kNm, joten valitulla raudoituksella ja pintalaatan paksuudella saadaan kasvatettua kestävyyttä yli 100 %. Tukialueen vahvennetun poikkileikkauksen taivutuskestävyyden laskenta on esitetty tämän työn liitteessä 12.

6.4.3 Leikkausmitoitus

Murtorajatilan leikkausmitoitus on tehty EN1992-1-1 ja NCCI2 mukaisesti. Välituella vahvennetun poikkileikkauksen kestävyys määrittämisessä on huomioitu rakennekorkeuden muutoksen lisäksi pintalaattaa asennettavat vetoteräksset. Päätytuen leikkausmitoituksessa pintalaatan teräksset ovat puristetulla alueella, joten niitä ei voida hyödyntää leikkausmitoituksessa. [9]

Tukialueen leikkausmitoitus on tehty ensin leikkausraudoittamattomana. Rakenteen leikkauskestävyys on määritetty NCCI2 mukaisella kaavalla

$$V_{c0} = 0,3k(1 + 50\rho)bd_2f_{ctd}. \quad (94)$$

Kaavassa tehollisesta korkeudesta riippuvaksi aputermiksi k on määritetty 0,87 ja teholliseksi korkeudeksi pintalaatan terästen tehollinen korkeus 727,5 mm. Vastaavasti poikkileikkauksen raudoitussuhde on määritetty vanhan rakenteen ja pintalaatan teräksset huomioiden kaavasta

$$\rho_x = \frac{A_{s,x,1} + A_{s,x,pl}}{bd_2} = 0,008. \quad (95)$$

Nyt leikkauskestävyudeksi on määritetty 400 kN. Mitoittavaksi leikkausrasitukseksi määritettiin aiemmin 718 kN, joten havaitaan, että rakenteen leikkauskestävyys ei ole riittävä mitoittavaa leikkausvoimaa vastaan. Näin ollen huomioidaan rakenteessa oleva leikkausraudoitus. Leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskestävyys voidaan määrittää NCCI2 mukaisella kaavalla

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + 0,8V_{Rd,c}. \quad (96)$$

Vanhassa rakenteessa olleiden kaksileikkeisten T8k300 leikkaushakojen kestävyudeksi määritettiin 338 kN ja leikkausraudoitetun rakenteen betonin leikkauskestävyudeksi 578 kN. Näin ollen koko poikkileikkauksen leikkauskestävyudeksi on saatu 776 kN, jolloin käyttöaste mitoittavaa leikkausvoimaa vastaan on 94 %. Näin ollen vahvennetun rakenteen leikkauskestävyyden käyttöaste jää alle 1:n, joten voidaan todeta välituen leikkauskestävyys riittäväksi.

Päätytuen leikkauskestävyys todettiin riittäväksi asetettujen tavoiteakselipainojen mukaisille rasituksille, joten sen vahventamista ei tässä yhteydessä ole tarkasteltu. Välituen vahvennetun poikkileikkauksen leikkausmitoitus on esitetty tarkemmin liitteessä 13.

6.4.4 Lävistysmitoitus

Lävistysmitoitus on tehty myös NCCI2 mukaisesti. Lävistysmitoituksessa vahvennettua rakennetta kuormittaa pintarakenteiden oma paino ja liikennekuorma. Vahvennetun rakenteen kuormien lisäksi huomioidaan lävistävänä kuormituksena myös vanhan ra-

kenteen ja pintalaatan oma paino. Mitoittavaksi lävistyskuormaksi on näin ollen määritetty rakenteen välituella 2066 kN.

Välituen lävistyskestävyys määritettiin ensin leikkausraudoittamattomalle rakenteelle NCCI2:n mukaisesti kaavalla

$$V_{Rd,c} = k\beta(1 + 50\rho)ud_2f_{ctd}. \quad (97)$$

Rakenteen tehollisena korkeutena d on käytetty uusien terästen tehollista korkeutta 727,5 mm. Näin ollen termiksi k on määritetty alaraja-arvo 1. Koska tuki on nivelellinen, kuorman epäkeskisyys on hyvin pieni ja termi $\beta = 0,4$. Raudoitussuhde on määritetty poikki- ja pituussuunnan terästen yhdistettynä suhteena kaavalla

$$\rho = \sqrt{\rho_x\rho_y} = 0,58\%, \quad (98)$$

jossa ρ_x kuvaa pääsuunnan ja ρ_y poikkisuunnan raudoitusta. Raudoitussuhteen laskennassa on huomioitu sekä vanhan, että uuden rakenteen yläpinnan teräkset. Raudoitussuhde on määritetty kaavalla

$$\rho_i = \frac{A_{s,1,i} + A_{s,pl,i}}{bd_2}, \quad (99)$$

jossa poikkileikkauksen leveytenä b on käytetty 1000 mm. Kyseinen mitta on myös hyvin lähellä lävistyskartion sivun mitta, joten tässä tapauksessa voidaan käyttää tasa-leveyttä. Lävistyskartion piiri on määritetty NCCI2 mukaisesti 0,5 d:n päässä tuen reunasta olevan alueen piirinä kaavalla

$$u = 4(d_2b_l), \quad (100)$$

jossa b_l on neliönmuotoisen tuen/laakerin sivumitta.

Nyt leikkausraudoittamattoman rakenteen lävistyskestävyydeksi on määritetty 2315 kN. Näin ollen rakenteen lävistyskestävyys on leikkausraudoittamattomana riittävä mitoittavaa tukireaktiota vastaan. Käyttöasteeksi lävistyskestävyydelle saadaan 89 %. Lävistysmitoituksen tarkemmat laskelmat on esitetty liitteessä 14.

6.5 Vahventamismitoitus käyttörajatilassa

Käyttörajatilassa on tarkasteltu vahvennetun poikkileikkauksen jännityksiä sekä halkeamia. Käyttörajatilan tarkastelut on tehty aiemmin määritetyille kantavuuslaskennan mukaisille kuormituksille. Tarkasteluissa on lisäksi huomioitu pintalaatan oma paino ja rakenneosien välinen kuormitushistoria. Mitoitus on tehty EN1992-1-1 ja NCCI2 mukaisesti.

6.5.1 Kutistuman vaikutusten huomioiminen

Pintalaatan ja vanhan rakenteen välinen kutistumaero aiheuttaa rakenteeseen pakkovoimia. Pakkovoimien voidaan olettaa vapautuvan halkeilun vaikutuksesta ainakin murto-rajatilassa, kun taas käyttörajatilassa niiden vaikutus tulee huomioida.

Pintalaatan kokonaiskutistumaksi ajanhetkellä $t = \infty$ on määritetty liitteen 15 mukaan $\varepsilon_{cs} = 0,261$ ‰. Nyt uuden ja vanhan laatan välinen kutistumaero on määritetty jäykkyyksien suhteen kaavasta

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{cs} - \frac{\varepsilon_{cs} A_{pl}}{A_1} = 0,20 \text{ ‰}, \quad (101)$$

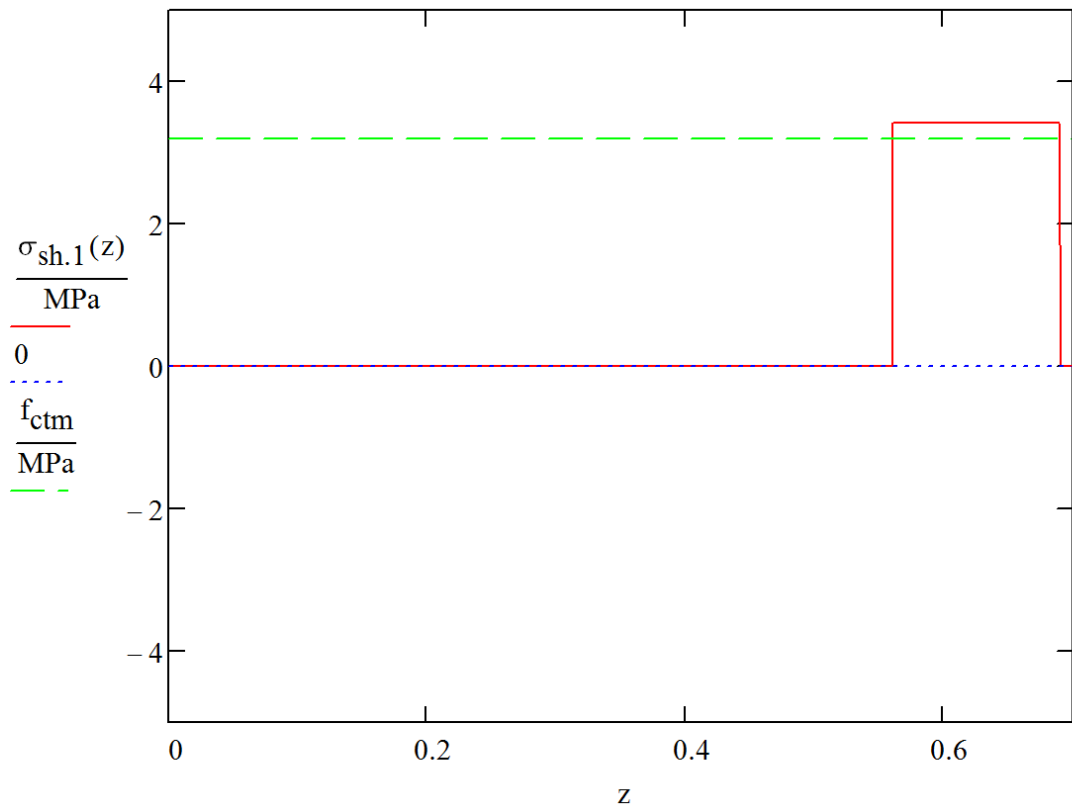
jossa A_{pl} kuvaa pintalaatan poikkileikkausala ja A_1 vanhan rakenteen poikkileikkausala. Saadun kutistumaeron perusteella voidaan määrittää pintalaattaan kohdistuva vetojännitys kaavasta

$$\sigma_{0,sh,c} = \varepsilon_{sh} E_{cp} = 3,415 \text{ MPa}. \quad (102)$$

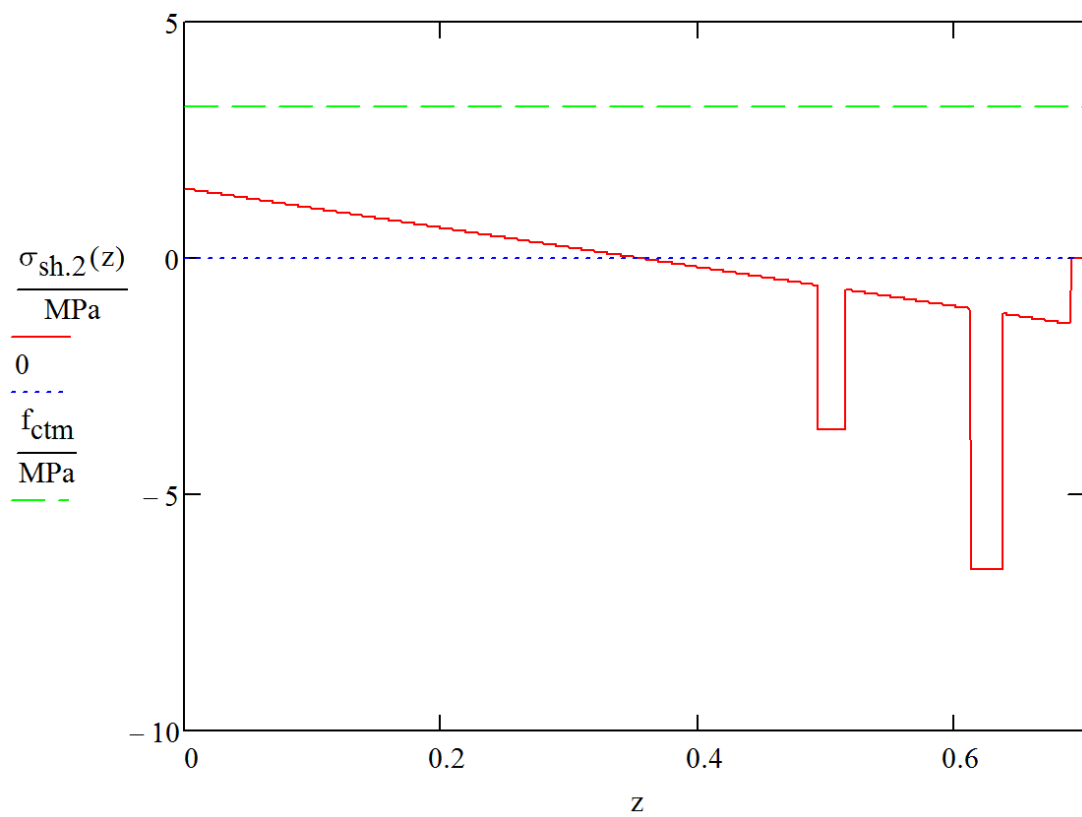
Pintalaatan painopisteen epäkeskisyydeksi koko liittopoikkileikkauksen painopisteestä on määritetty $e_{pl} = 284$ mm ja kutistuman aiheuttama taivutusmomentti saadaan kaavasta

$$m_{sh} = \sigma_{0,sh,c} A_{pl} e_{pl} = 0,12 \frac{\text{MNm}}{\text{m}}. \quad (103)$$

Nyt kutistuman aiheuttama jännitys määritetään pintalaatalle luvun 3.3.2 kaavan 11 mukaisesti. Vanhalle rakenteelle kaavan 11 tuloksesta jätetään huomiotta pintalaatan kaavan 102 mukainen vetojännitys. Kuvissa 70 - 72 on esitettynä pintalaatalle kutistumaerosta aiheutuva vetojännitys ja koko poikkileikkaukselle pintalaatan kutistumasta aiheutuva taivutusjännitys.

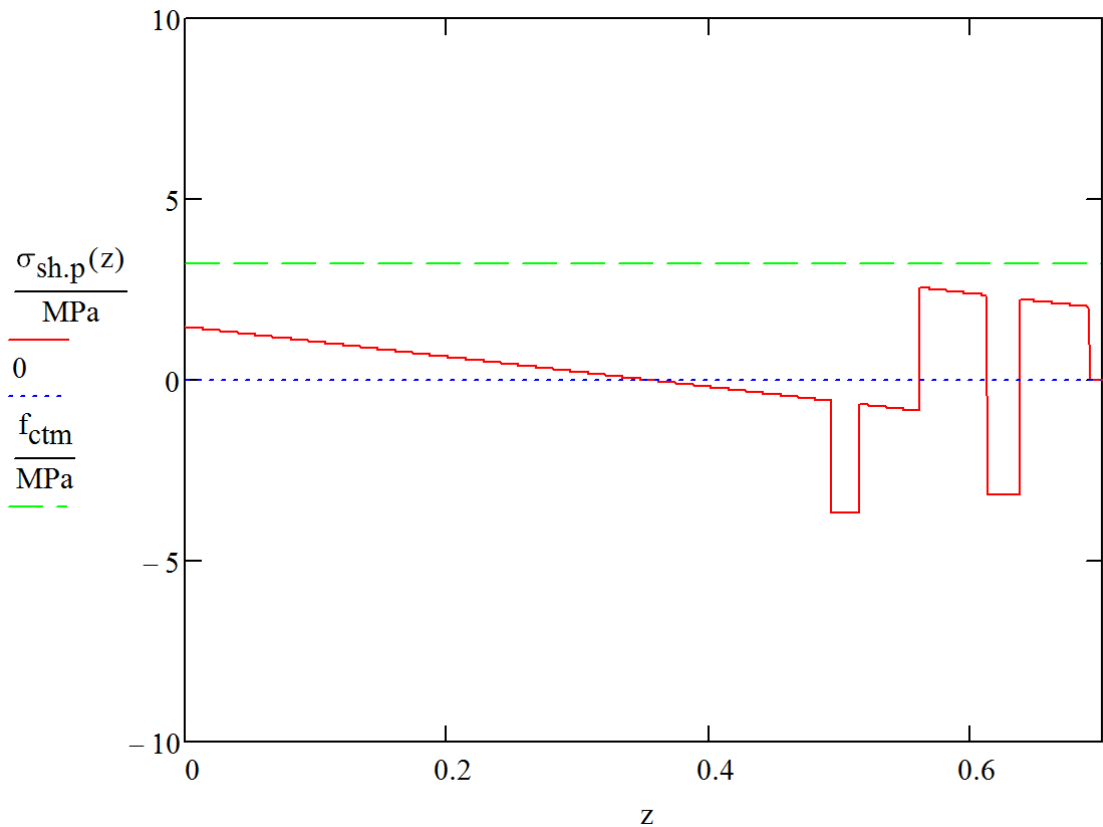


Kuva 70: Pintalaatan vetojännitys kutistumaerosta



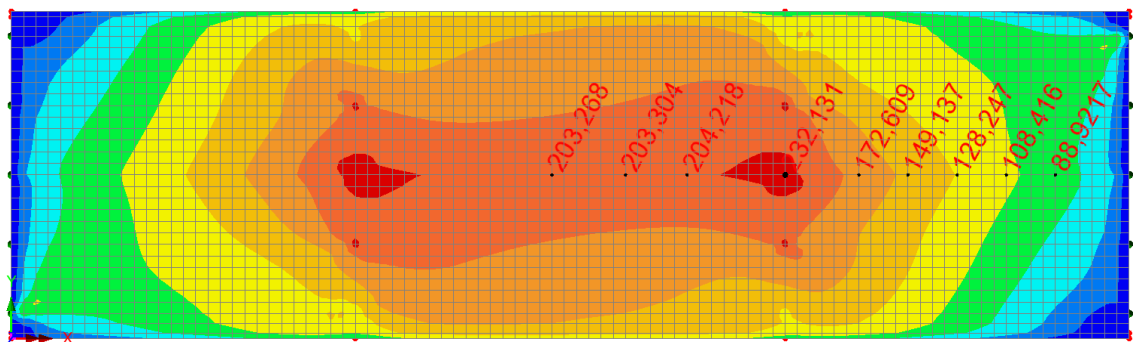
Kuva 71: Liittorakenteen taivutusjännitys kutistuman vaikutuksesta

Alla olevaan kuvaan 72 on koottuna vielä edellisten kuvien perusteella laskettu summajännitys.



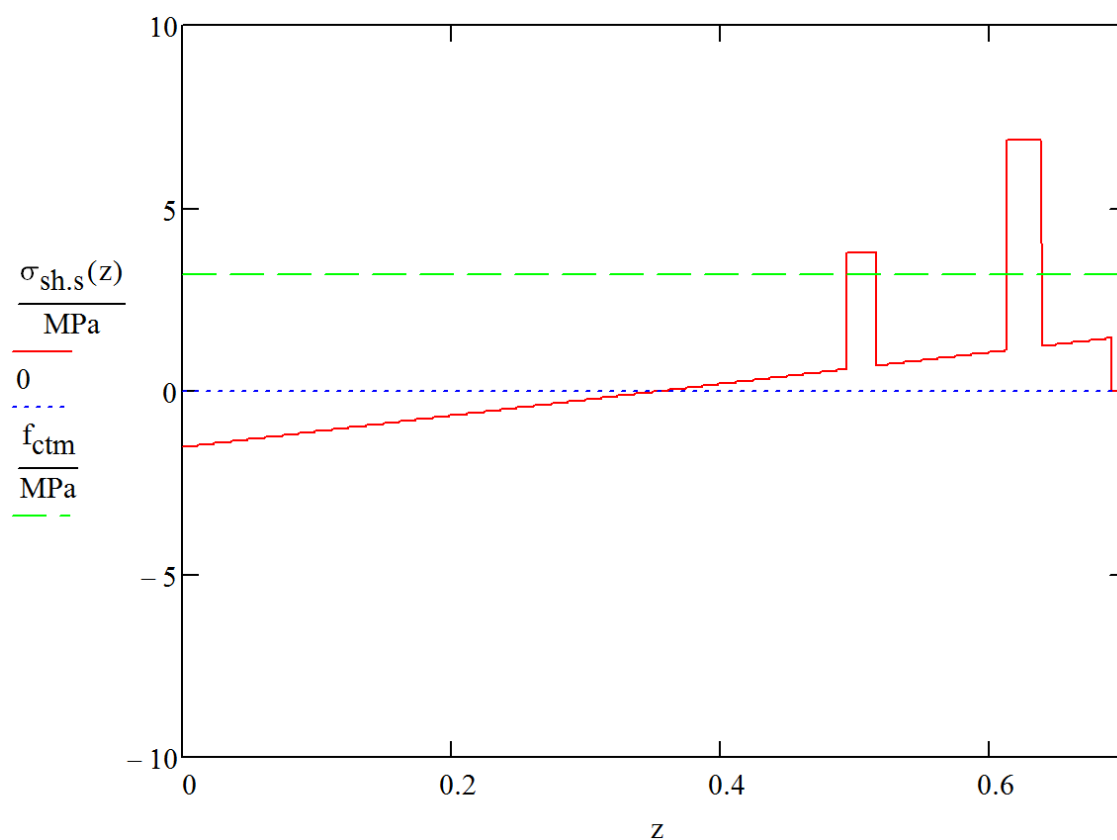
Kuva 72: Primäärisen kutistuman aiheuttama summajännitys

Laatan käyristyminen aiheuttaa hyperstaattisen rakenteen päätytuille negatiivisen tukireaktion. Käyristyminen voidaan mallintaa FEM-ohjelmaan lämpötilakuormana, jonka määrittämisestä on käsitelty luvussa 3.3.2. [20] Lämpötilakuorman suuruudeksi on määritetty 22 °C ja FEM-ohjelmalla saadaan momenttijakaumaksi kuvan 73 mukainen jakauma.



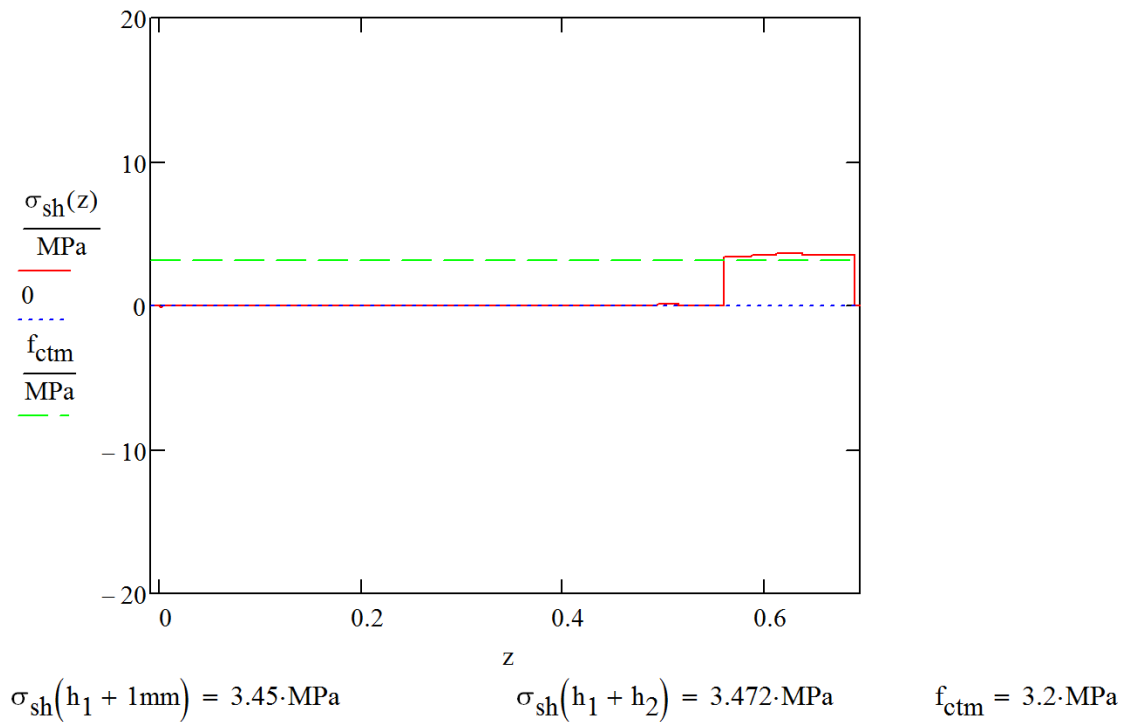
Kuva 73: Sekundäärisen kutistuma aiheuttama taivutusrasitus [kNm]

Nyt sekundäärisen taivutusrasituksen arvoksi on kentässä määritetty ~ 125 kNm. Sekundäärivaikutuksen aiheuttama jännitys jakauma on esitettyä alla olevassa kuvassa.



Kuva 74: Kutistuman sekundäärivaikutuksen aiheuttama jännitys jakauma kentässä

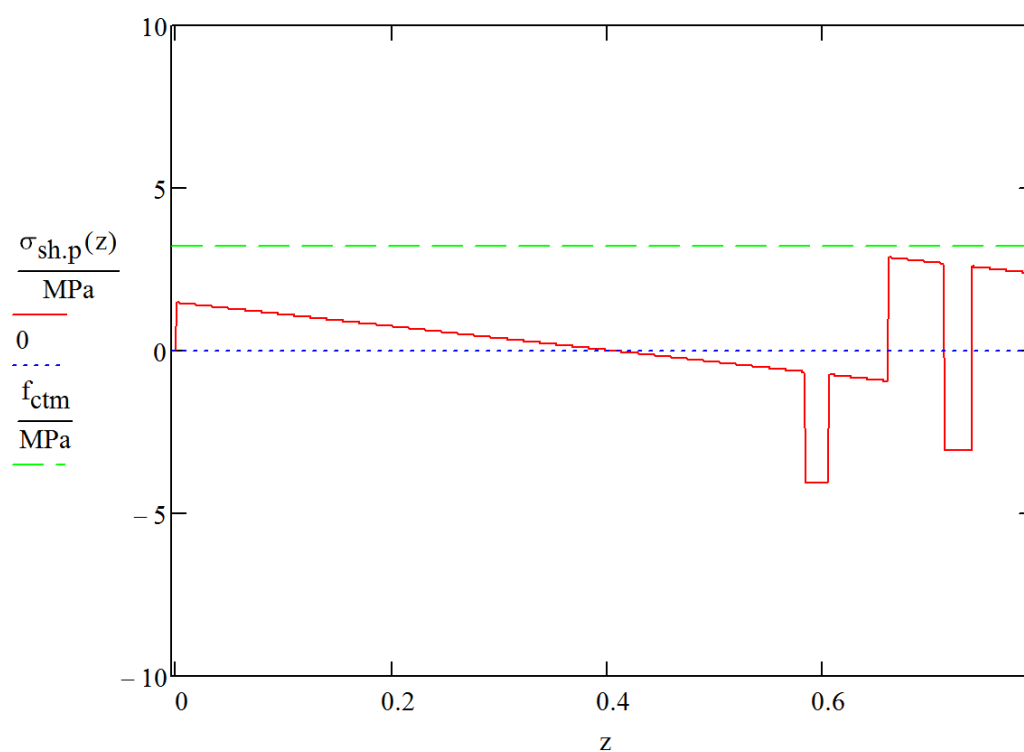
Nyt primääri ja sekundäärirasitusten summana saadaan kutistuman aiheuttamat jännitykset poikkileikkaukselle.



Kuva 75: Kutistuman aiheuttama kokonaisjännitys kentässä

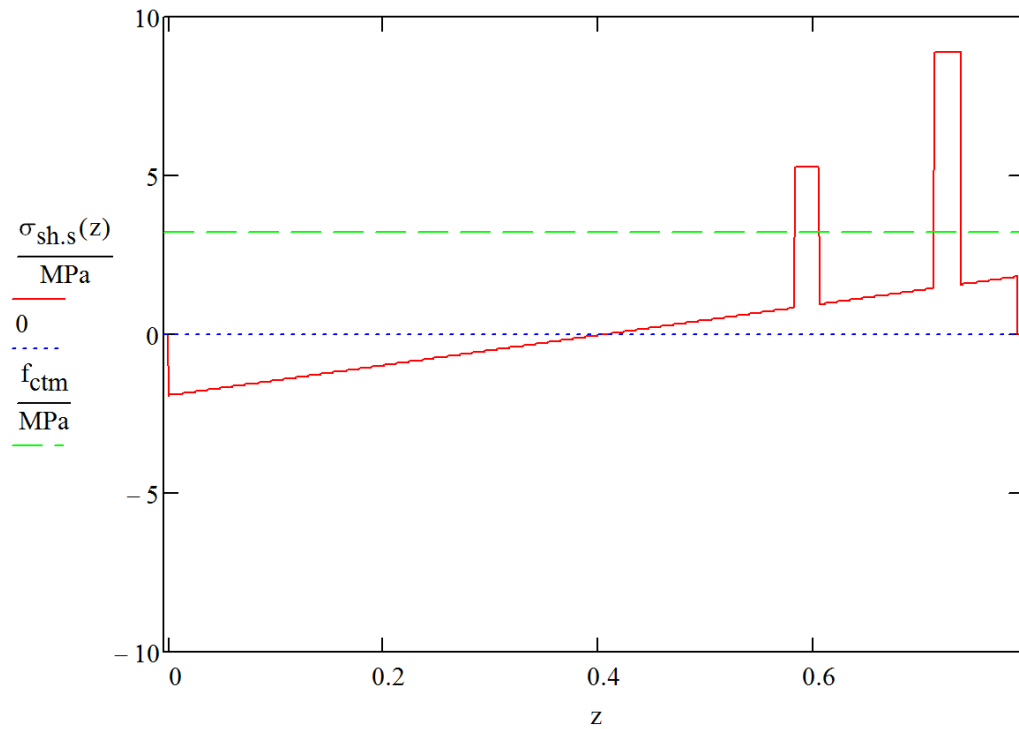
Koska kutistuman aiheuttama sekundäärimomentti ja primäärimomentti ovat lähes yhtä suuret, kumoavat niiden vaikutukset toisensa lähes täysin. Näin ollen kutistuman aiheuttaman jännitys jakauman muutos on hyvin pieni. Kuvasta 75 havaitaan, että pintalaatan betoniosan jännitys on kauttaaltaan suurempaa kuin betonin taivutusvetolujuus f_{ctm} . Näin ollen pintalaatta on koko korkeudeltaan haljennut ja kutistuman vaikutukset vapautuneet. Kutistuman vaikutuksia ei siis huomioida tässä tapauksessa myöskään käyttörajan tilan tarkasteluissa.

Kutistuman vaikutuksia on tarkasteltu myös tukialueella. Tukialueen tarkastelu on tehty kenttäalueen tavoin primääri- ja sekundäärikutistuma huomioiden. Kutistuman primääri- ja vaikutukset on esitetty kuvassa 76.



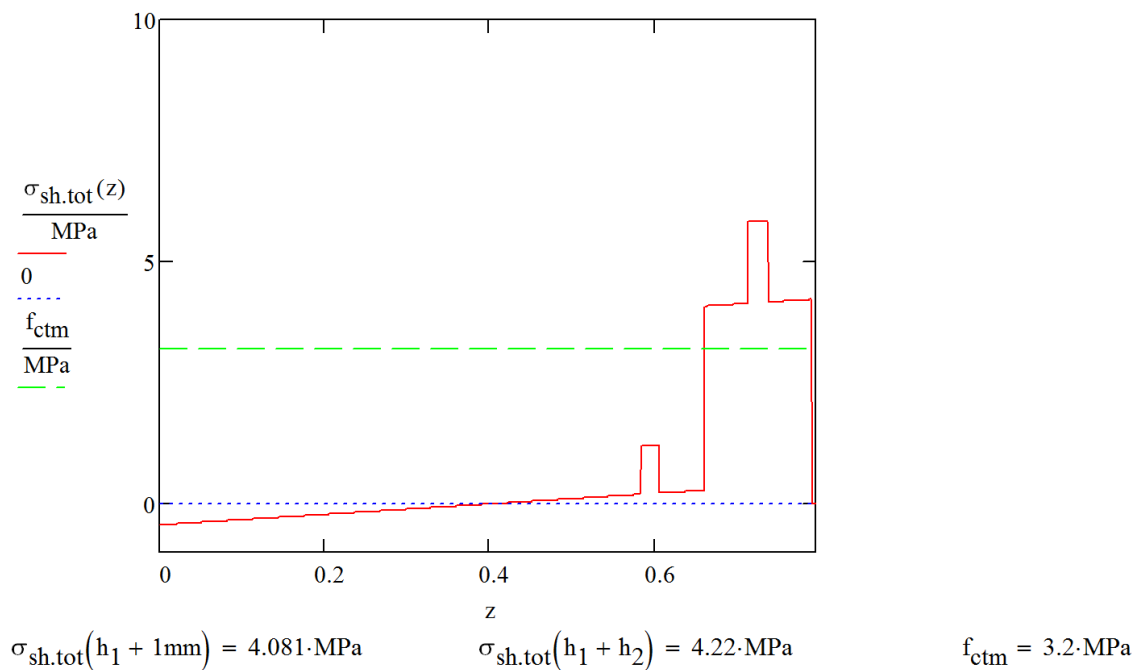
Kuva 76: Kutistuman aiheuttamat primäärijännitykset tukialueella

Kutistuman sekundääriseksi momentiksi tukialueella on määritetty 205 kNm ja momentin aiheuttamaksi jännitysjakaumaksi kuvan 77 mukainen jakauma.



Kuva 77: Kutistuman aiheuttamat sekundäärijännitykset tukialueella

Nyt edeltävien jännitysten summana saadaan kutistuman aiheuttama kokonaisjännitys poikkileikkaukselle.



Kuva 78: Kutistuman aiheuttama jännitys jakauma tukialueella

Kuvan 78 perusteella huomataan, että vetojännitys pintalaatassa on kauttaaltaan reilusti taivutusvetolujuutta f_{ctm} suurempi. Näin ollen myös tukialueella pintalaatta on koko kor-

keudeltaan halkeillut ja kutistuma vapautunut. Tästä syystä kutistuman vaikutuksia ei huomioida jännitystarkasteluissa myöskään tukialueella.

Kutistumien tarkemmat laskelmat on esitetty liitteissä 16 ja 17.

6.5.2 Sallittujen jännitysten laskenta

Jännitysten laskenta on tehty käsinlaskennalla rakenteen kuormitushistoria huomioiden. Kuormitushistoriasta on eroteltu 2 eri tilannetta: Vanhan rakenteen kuormitustaso ennen vahventamista ja liittrakenteen kuormitus vahventamisen jälkeen.

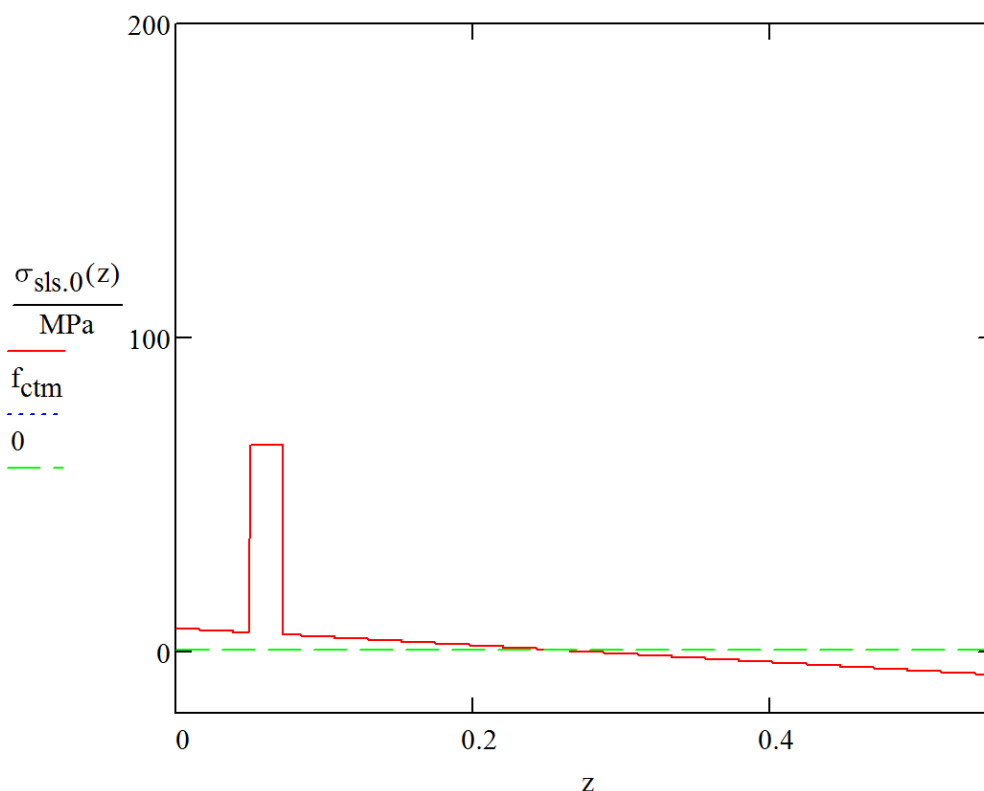
Ennen vahventamista vanhaa rakennetta on kuormitettu niin, että se on haljennut. Tällöin vedetty osa betonista ei enää toimi ja jännitykset siirtyvät voimakkaammin betoniteräksille. Betonipoikkileikkauksen osalta vetojännityksen sallittuna maksimiarvona on käytetty taivutusvetolujuutta $f_{ctm} = 2,6$ MPa.

Kenttäalueen jännityksiä tarkasteltiin alla oleville parametreille

- Halkeilemattoman poikkileikkauksen mitat $b = 1000$ mm ja $h = 560$ mm
- Kimmokertoimet: $E_a = 200$ GPa ja $E_{cm} = 31$ GPa
- Virumaluku $\phi = 2,442$ ja betonin pitkäaikainen kimmokerroin $E_{cp} = 9,0$ GPa.
- Alapinnan raudoitus: T22 k115 ($A_s = 3306$ mm²/m)

Pitkäaikaiseksi taivutusrasitukseksi on määritetty 175 kNm ja lyhytaikaiseksi taivutusrasitukseksi 245 kNm. Taivutusrasituksen kokonaisarvoksi saadaan näin ollen 420 kNm. Taivutusrasituksen arvot ovat kantavuuslaskentaohjeen mukaan määritettyjä käyttöraajatilan ominaisarvoja. [6]

Poikkileikkauksen jännityslaskelmat on tehty määrittämällä ensin halkeilemattoman poikkileikkauksen jännitys jakauma. Tämän jälkeen poikkileikkausta redusoidaan halkeilleelta osin ja tehdään laskenta uudestaan niin monta kertaa, ettei poikkileikkaus enää halkea jännitysten jakaantuessa uudelleen. Kuvassa 79 on esitettyä halkeilemattoman poikkileikkauksen jännitys jakauma.



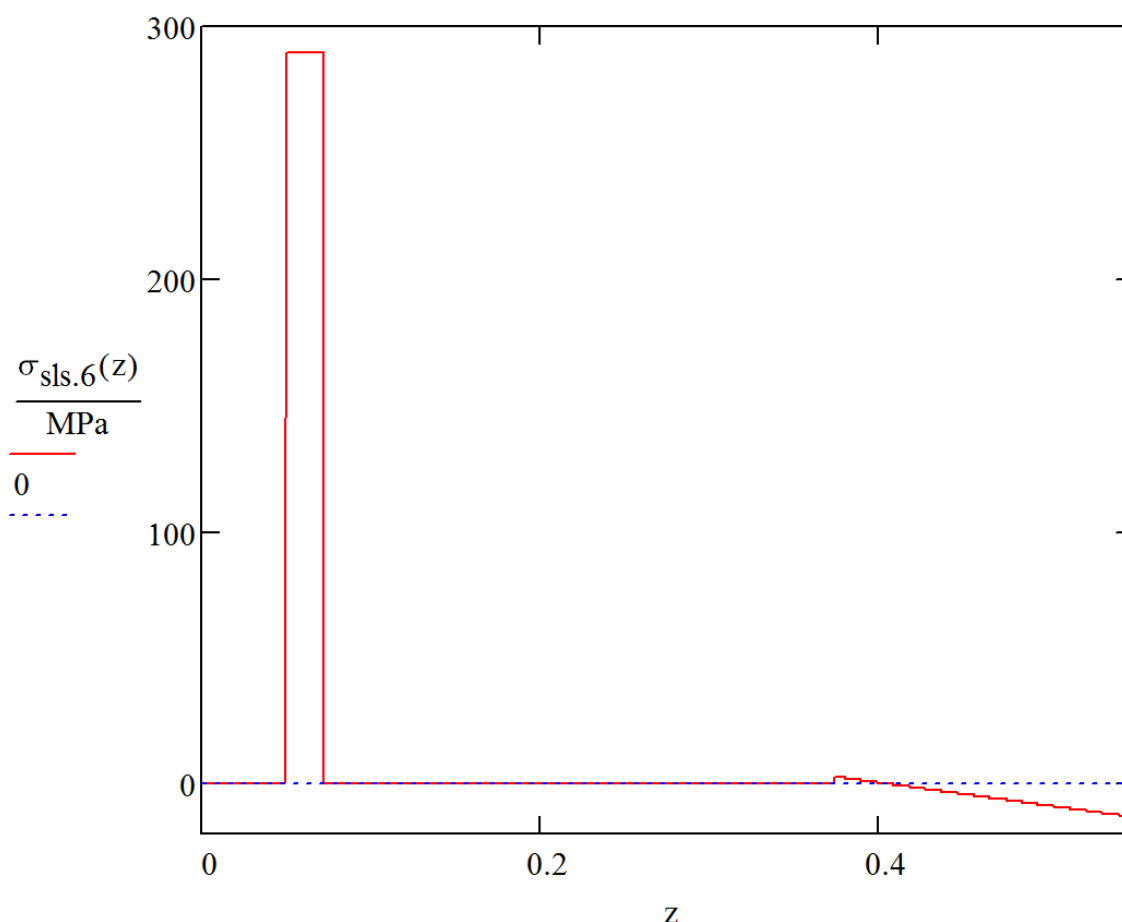
Kuva 79: Halkeilemattoman poikkileikkauksen jännitysjaakauma kentässä

Koska betonin taivutusvetolujuus ylitetään, halkeaa poikkileikkaus tältä osin. Nyt poikkileikkaustarkastelu on toistettu niin monta kertaa, ettei poikkileikkaus teoriassa enää halkea jännitysten jakaannuttua uudelleen. Poikkileikkauksen halkeilun iterointi ja eri osien jännitykset eri vaiheissa on esitetty taulukossa 116.

Taulukko 116: Vanhan rakenteen kenttäpoikkileikkauksen jännitysten muuttuminen halkeilun kasvaessa

Iteraatio	$h_{c,red}$ [mm]	$I_{y,i}$ [mm ⁴]	$I_{y,L}$ [mm ⁴]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,yp}$ [MPa]	σ_s [MPa]
0	550	$1,478 \cdot 10^{10}$	$1,683 \cdot 10^{10}$	7,023	-7,812	65,629
1	386,019	$6,524 \cdot 10^9$	$1,019 \cdot 10^{10}$	9,169	-11,957	162,803
2	265,993	$4,015 \cdot 10^9$	$8,85 \cdot 10^9$	7,61	-13,879	252,252
3	203,981	$3,537 \cdot 10^9$	$8,782 \cdot 10^9$	4,519	-13,676	282,524
4	182,466	$3,463 \cdot 10^9$	$8,779 \cdot 10^9$	3,054	-13,493	288,13
5	177,463	$3,451 \cdot 10^9$	$8,775 \cdot 10^9$	2,685	-13,453	289,053
6	176,532	$3,449 \cdot 10^9$	$8,775 \cdot 10^9$	2,615	-13,445	289,209

Kuudennen iterointikerran jälkeen poikkileikkauksen tehollinen korkeus muuttuu enää alle 1 mm:n joten pieni halkeaminen ei enää merkittävästi kasvata rasituksia. Betonin maksimijännitys on tuolloin vain hieman yli taivutusvetolujuuden 2,6 MPa. Kuvassa 80 on esitettynä halkeilleen poikkileikkauksen lopullinen jännitysjaakauma kuudennen iterointikerran jälkeen.



Kuva 80: Halkeilleen vanhan rakenteen jännitys jakauma kentässä

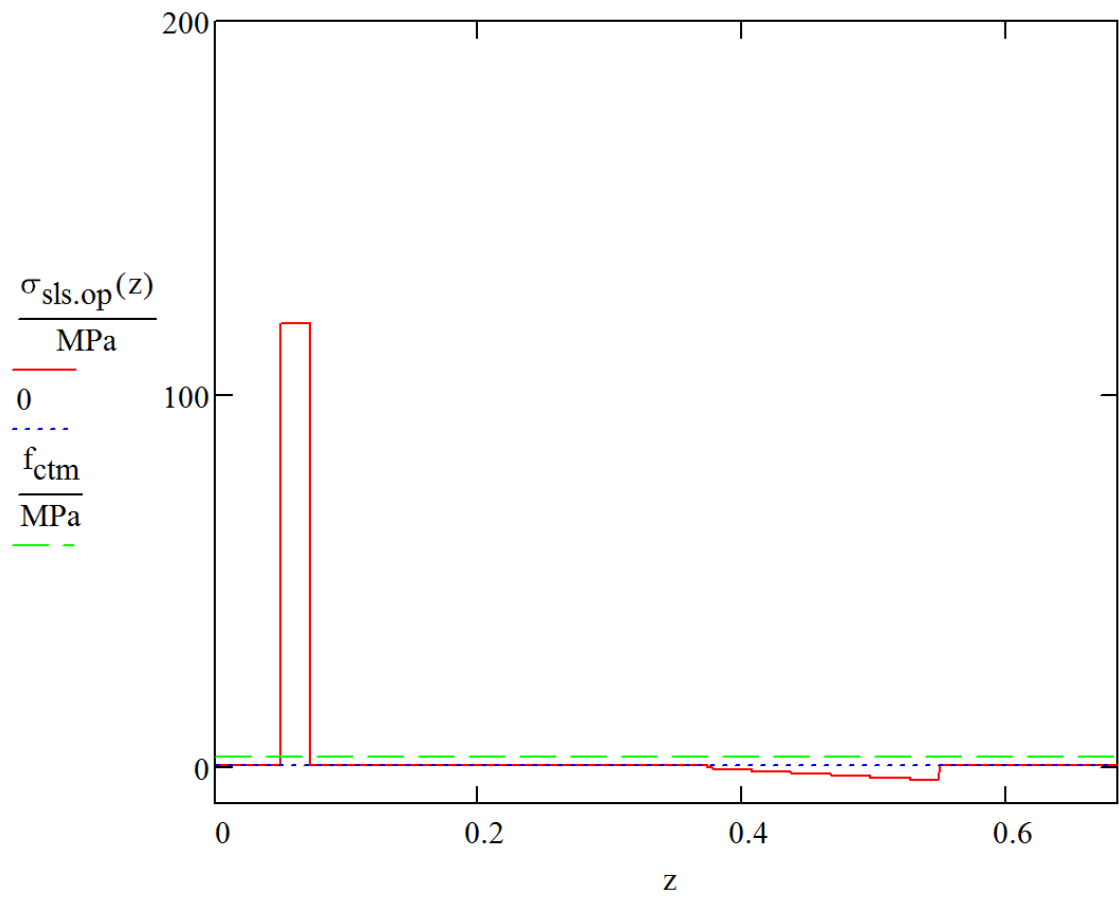
Vahventamattoman poikkileikkauksen teräs jännitys on mitoituskuormilla maksimissaan 289,2 MPa ja vastaava betonin puristusjännitys rakenteen yläpinnassa on 13,4 MPa.

Vahvennetun rakenteen tilanteessa vanhaa poikkileikkausta kuormittaa ensin vanhan rakenteen oman painon lisäksi pintalaatan oma paino. Vastaavasti kovettunutta liittopoikkileikkausta kuormittaa pitkäaikaisena kuormituksena pintarakenteiden oma paino ja lyhytaikaisena kuormana liikennekuorma. Kuormien ominaisarvot on esitettyä alla.

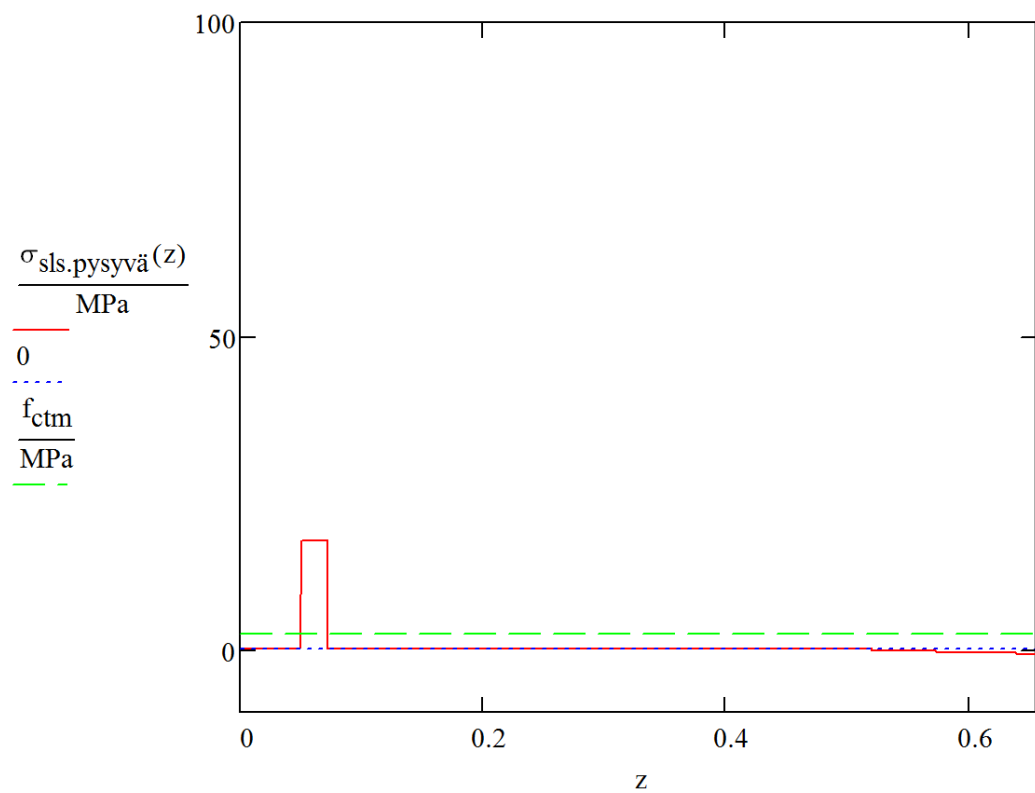
Taulukko 117: Liittorakenteen eri vaiheiden rasitukset kentässä

M_{op} [kNm]	$M_{pitkä}$ [kNm]	M_{lyhyt} [kNm]
166	35	246

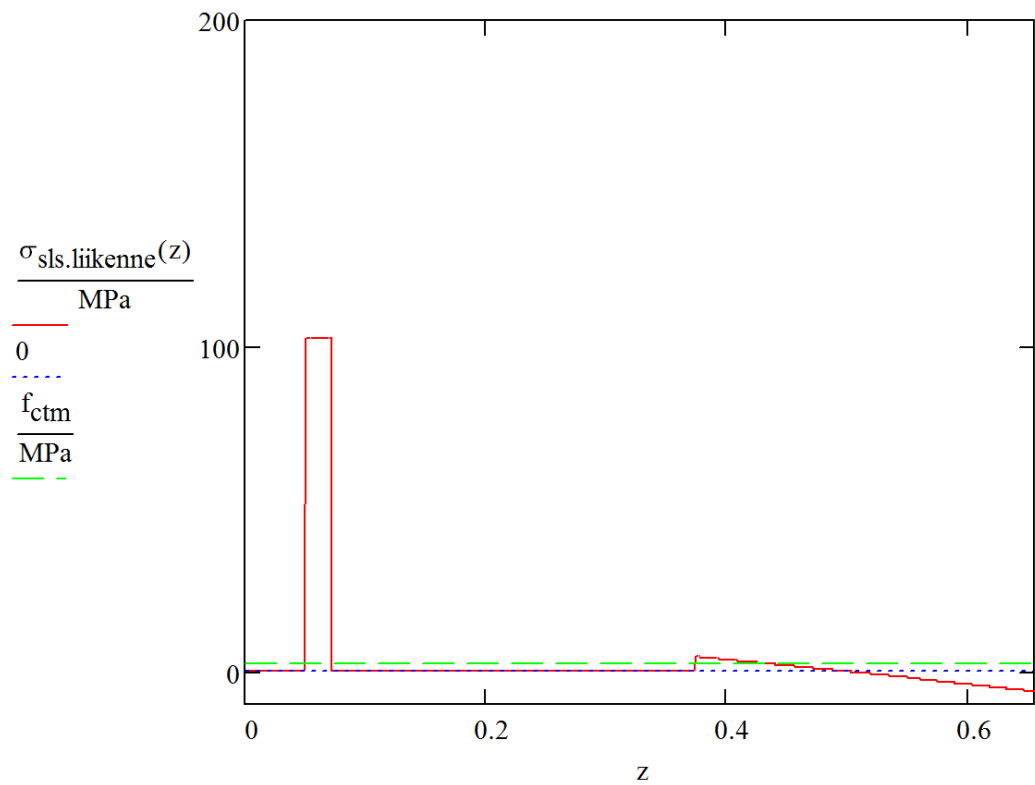
Vahvennetun poikkileikkauksen jäykkyys koostuu äsken määritetyn halkeilleen vanhan betonilaatan ja halkeilemattoman pintalaatan yhdistetystä jäykkyydestä. Kuvissa 81 - 83 kuvissa on esitettyä taulukon 117 mukaisten kuormitusten aiheuttamat jännitysjaumat poikkileikkaukselle.



Kuva 81: Rakenteen oman painon aiheuttama jännitys jakauma

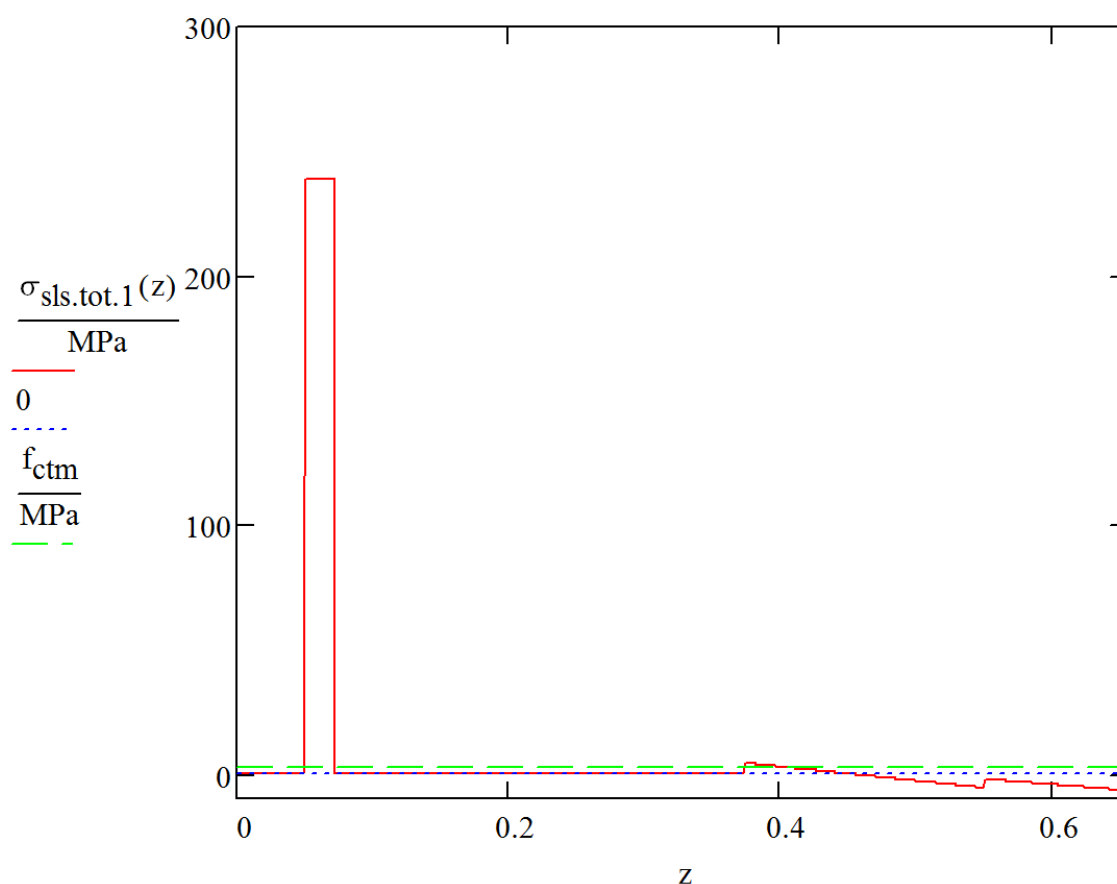


Kuva 82: Pysyvien kuormien aiheuttama jännitys jakauma liittorakenteelle



Kuva 83: Liikennekuorman aiheuttama jännitys jakauma liittorakenteelle

Nyt edellä esitettyjen jännitys jakaumien perusteella on määritetty liittopoikkileikkauksessa vaikuttava kokonaisjännitys jakauma. Jännitys jakauma on esitettynä seuraavalla sivulla olevassa kuvassa.



Kuva 84: Kokonaisjännitysjauma liittopoikkileikkaukselle

Kuvan 84 perusteella voidaan todeta, että betonin taivutusvetolujuus f_{ctm} lähellä vanhan laatan yläpintaa ja näin ollen poikkileikkaus halkeaa lisää. Redusoidaan nyt poikkileikkausta haljenneelta osin ja suoritetaan laskenta uudelleen niin monta kertaa, ettei halkeilu enää kasva eivätkä jännitykset jakaudu uudelleen.

Taulukkoon 118 on koottuna iteroinnin tulokset eri iterointikerroittain.

Taulukko 118: Vahvennetun poikkileikkauksen jännitysten laskenta kentässä

h_c [mm]	$I_{y,i}$ [mm ⁴]	$I_{y,L}$ [mm ⁴]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,yp,vanha}$ [MPa]	$\sigma_{c,yp,pl}$ [MPa]	σ_s [MPa]
176,53	$6,814 \cdot 10^9$	$1,962 \cdot 10^{10}$	4,28	-5,74	-7,89	238,80
146,84	$6,396 \cdot 10^9$	$1,924 \cdot 10^{10}$	3,14	-5,57	-7,88	247,18
137,73	$6,293 \cdot 10^9$	$1,916 \cdot 10^{10}$	2,72	-5,55	-7,86	249,30
135,65	$6,271 \cdot 10^9$	$1,914 \cdot 10^{10}$	2,62	-5,55	-7,85	249,75

Vahvennetun poikkileikkauksen jännitysten laskennassa tehtiin kenttäalueella 4 iterointikertaa. Tämän jälkeen halkeilleen poikkileikkauksen korkeuden muutos oli alle 1 mm:n, joten todettiin, että halkeilun vaikutus on tämän jälkeen pieni. Lopullisiksi jännityksiksi saatiin vanhan laatan yläpintaa -5,55 MPa, pintalaatan yläpintaan -7,85 MPa ja vanhan laatan alapinnan teräksiin 250 MPa. NCCI2:n mukaiset sallitut jännitykset ovat

betonilla $0,6f_{ck}$ ja betoniteräksille $0,8f_{yk}$. Käyttöasteet sallituille jännityksille on esitetty nä alla olevassa taulukossa.

Taulukko 119: Kenttäalueen jännityslaskennan tulokset

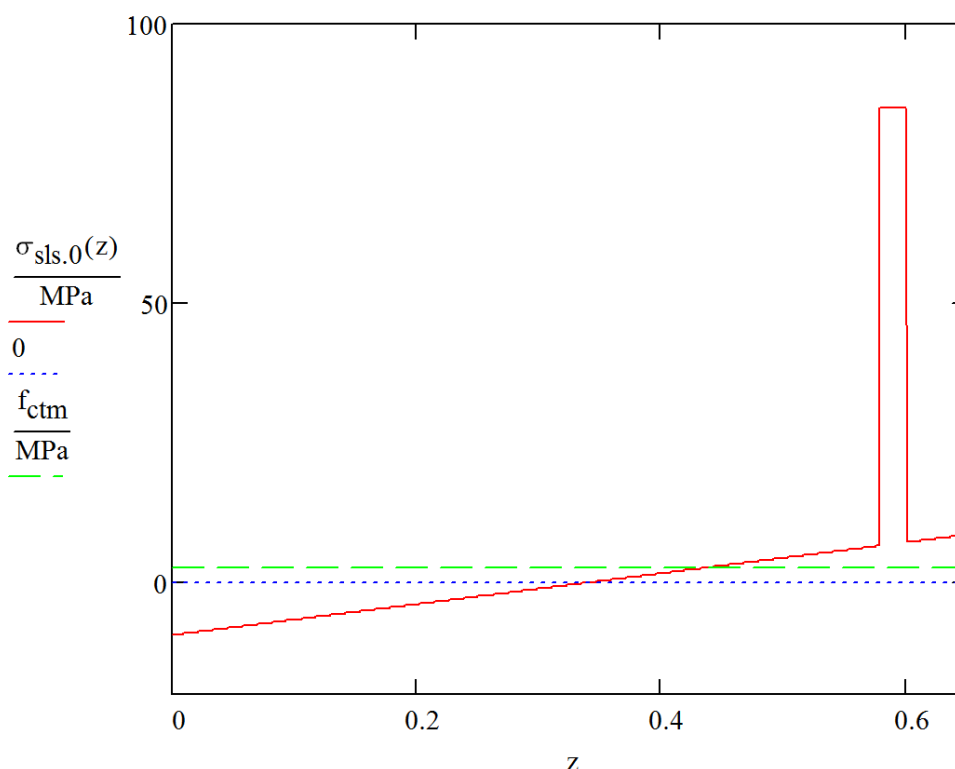
$\sigma_{c,yp,vanha}$ [MPa]	$\sigma_{c,sall,v}$ [MPa]	KA	$\sigma_{c,yp,pl}$ [MPa]	$\sigma_{c,sall,pl}$ [MPa]	KA	σ_s [MPa]	$\sigma_{s,sall}$ [MPa]	KA
-5,55	15	37 %	-7,85	21	37 %	249,75	320	78 %

Taulukon 119 perusteella voidaan todeta, että jännitykset pysyvät sallittujen rajojen sisällä. Lähimpänä sallittua jännitystä ollaan vetoraudoituksen kohdalla, jossa käyttöaste sallitulle jännitykselle on 78 %.

Kenttäalueen jännityslaskelmat on esitetty tämän työn liitteessä 18.

Sallittuja jännityksiä on tarkasteltu myös rakenteen tukialueella. Tällöin vahventaminen kasvattaa rakennekorkeuden lisäksi myös vetoterästen määrää. Näin ollen myös uusien terästen jännitykset tulee laskea jännityslaskelmissa kenttäalueeseen verrattuna.

Myös tukialueen laskennassa lähtötilanne on, että vanha rakenne on halkeillut liikennekuormien vaikutuksesta. Haljenneen poikkileikkauksen korkeus on määritetty kenttäalueen tapaan redusoimalla poikkileikkausta aina halkeilleelta osin ja toistamaan laskenta niin monta kertaa, ettei poikkileikkaus enää halkea enempää. Tukialueen pitkäaikainen taivutusrasitus ennen vahventamista on 300 kNm. Vastaavaksi lyhytaikaiseksi rasitukseksi on määritetty 406 kNm. Kuvassa 85 on esitettyä halkeilemattoman poikkileikkauksen jännitysjakauma tukialueella.



Kuva 85: Halkeilemattoman poikkileikkauksen jännitysjaakauma tuella

Myös tukialueen poikkileikkaus halkeaa vetojännityksen voimasta. Tukialueella on toistettu kenttäalueen laskelmissa esitetty iterointi, jolla on määritetty poikkileikkauksen lopulliset poikkileikkaussuureet ja jännitykset. Iteroinnin tulokset on esitetty taulukossa 120.

Taulukko 120: Tukipoikkileikkauksen redusoitujen arvojen iterointi

Iteraatio	h_c [mm]	$I_{y,i}$ [mm ⁴]	$I_{y,L}$ [mm ⁴]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,ap}$ [MPa]	σ_s [MPa]
0	650,00	$2,429 \cdot 10^{10}$	$2,748 \cdot 10^{10}$	8,55	-9,41	85,08
1	434,75	$9,591 \cdot 10^9$	$1,551 \cdot 10^{10}$	11,63	-15,18	233,33
2	288,30	$5,839 \cdot 10^9$	$1,356 \cdot 10^{10}$	9,08	-17,34	360,03
3	217,55	$5,24 \cdot 10^9$	$1,35 \cdot 10^{10}$	4,83	-16,86	395,85
4	195,17	$5,162 \cdot 10^9$	$1,348 \cdot 10^{10}$	3,05	-16,64	401,22
5	190,70	$5,152 \cdot 10^9$	$1,348 \cdot 10^{10}$	2,67	-16,60	401,94

Iteroinnin yhteydessä todettiin, että viidennen iterointikerran jälkeen poikkileikkauksen halkeilleen osan korkeuden muutos on niin pieni, ettei se vaikuta enää merkittävästi jännityksiin.

Vahventamisen yhteydessä jännityslaskennassa huomioidaan myös rakenteen kuormitushistoria. Vanhaa rakennetta kuormittaa pitkäaikainen kuorma vanhan rakenteen ja pintalaatan omasta painosta. Vastaavasti liittorakennetta kuormittaa lyhytaikainen kuorma liikennekuormasta ja pitkäaikainen kuorma päällysteen painosta.

Taulukko 121: Vahvennetun rakenteen kuormitukset

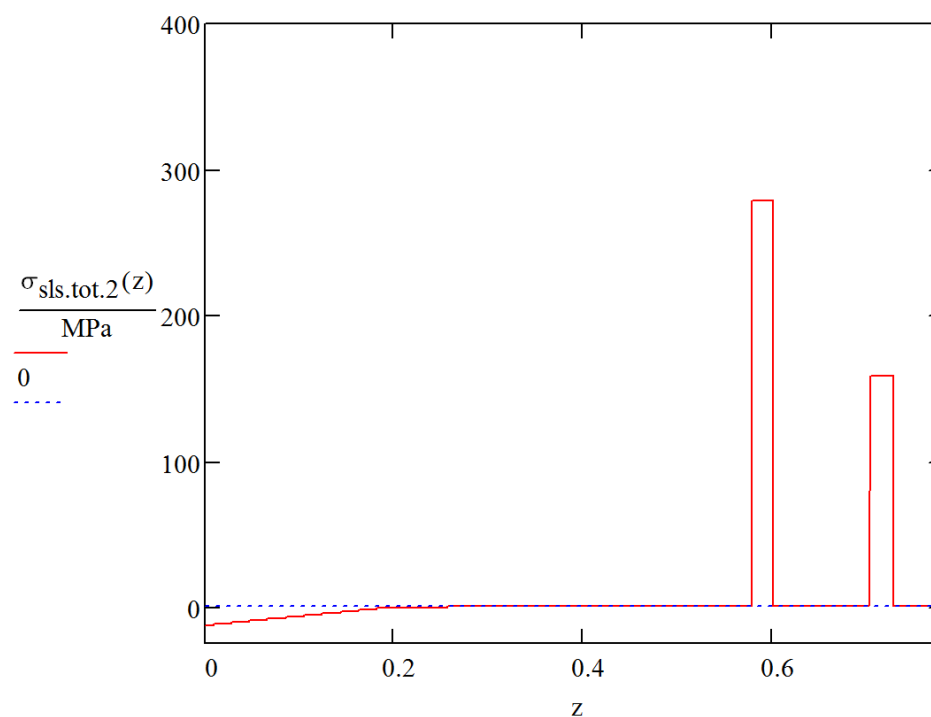
$M_{sls,op}$ [kNm]	$M_{sls,pitkä}$ [kNm]	$M_{sls,lyhyt}$ [kNm]
272	56	406

Vahvennetun rakenteen jännitykset on laskettu ensin niin, että vanha rakenne on halkeillut ja pintalaatta halkeilematon. Tämän jälkeen pintalaatan korkeutta on redusoitu halkeilleen osan verran ja laskenta on toistettu uudelleen. Taulukossa 122 on esitettyä laskennan vaiheet.

Taulukko 122: Tukialueen vahvennetun rakenteen jännitysten laskenta

h_{pl} [mm]	$I_{y,i}$ [mm ⁴]	$I_{y,L}$ [mm ⁴]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,ap}$ [MPa]	$\sigma_{s,v}$ [MPa]	$\sigma_{s,pl}$ [MPa]
130	$3,485 \cdot 10^{10}$	$4,62 \cdot 10^{10}$	5,585	-9,777	178,155	31,268
0	$9,839 \cdot 10^9$	$3,069 \cdot 10^{10}$	0	-12,794	279,113	158,013

Ensimmäisessä laskentakierroksen jälkeen todettiin, että pintalaatan jännitys ylittää taivutusvetolujuuden reilusti ja halkaisee näin ollen koko pintalaatan. Näin toisella iterointikierroksella pintalaatan betonia ei enää huomioitu poikkileikkaussuureiden laskennassa. Halkeilleen poikkileikkauksen lopullinen jännitys jakauma tukialueella on esitettyä kuvassa 86.

**Kuva 86: Halkeilleen poikkileikkauksen jännitys jakauma tuella**

Nyt saatuja lopullisia jännityksiä on verrattu NCCI2 mukaisiin jännitysrajoihin, jotka esiteltiin kenttäalueen laskelmien yhteydessä.

Taulukko 123: Tukialueen jännitystarkastelun tulokset

$\sigma_{c,ap, vanha}$ [MPa]	$\sigma_{c,sall,v}$ [MPa]	KA	$\sigma_{s,vanha}$ [MPa]	$\sigma_{c,sall,pl}$ [MPa]	KA	$\sigma_{s,pl}$ [MPa]	$\sigma_{s,sall}$ [MPa]	KA
-12,794	15	87 %	279,133	320	87 %	158	400	40 %

Käyttöaste pysyy kaikissa osissa alle 100 %:n joten voidaan todeta vahvennuksen olevan riittävä asetetuilla tavoitekuormille. Lähimpänä kestävyyttä ollaan betonin puristusrasituksessa ja vanhojen terästen vetorasituksessa. Molemmista tapauksista käyttöasteeksi on määritetty 87 %.

Tukialueen jännityslaskelmat on esitetty tarkemmin liitteessä 19.

6.5.3 Halkeamaleveyksien tarkastelu

Poikkileikkauksen halkeamaleveyksiä on tarkasteltu rakenteen kenttä- ja tukialueilla. Tukialueen halkeamista kriittisiä ovat pintalaataan tulevat halkeamat. Vastaavasti kenttäalueen halkeilua tarkastellaan rakenteen alapinnassa. Vanhan laatan yläpinnan halkeamat jäävät pintalaatan betonin alle, joten niiden leveys ei rajoita rakenteen käyttöikää.

Halkeilumitoitus on tehty edellisessä luvussa määritettyjen teräsjännitysten perusteella. Kenttäalueen terästen jännitykseksi on määritetty 250 MPa ja puristetun alueen korkeudeksi 222 mm. Puristetun pinnan korkeuden perusteella voidaan määrittää vetoalueen tehollinen korkeus kaavasta

$$h_{c,eff} = \min(2,5(h_{tot} - d), \frac{(h_{tot} - x_k)}{3}, \frac{h_{tot}}{2}), \quad (104)$$

jossa h_{tot} kuvaa poikkileikkauksen kokonaiskorkeutta, d alapinnan terästen tehollista korkeutta ja x_k puristetun pinnan korkeutta. [9] Vedetyn alueen teholliseksi korkeudeksi on määritetty 143 mm ja vedetyn betonin pinta-alaksi näin ollen $1,4 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$. Poikkileikkauksen vedetyn alueen geometriseksi raudoitussuhteeksi on määritetty 0,023.

Nyt suurin halkeamaväli voidaan määrittää kaavasta

$$s_{r,max} = 3,4c + k_1 k_2 \frac{0,424 \phi_s}{\rho_{p,eff}}. \quad (105)$$

Kaavassa c kuvaa laskennallista betonipeitettä, ϕ_s vedetyn betoniteräksen halkaisijaa ja $\rho_{p,eff}$ vedetyn betonin geometrista raudoitussuhdetta. Kerroin k_1 riippuu terästen tartun-

taominaisuuksista ja sen arvo on harjateräksille 0,8. Vastaavasti kerroin k_2 riippuu poikkileikkauksen venymäjakaumasta ja sen arvo on taivutetulla rakenteella 0,5. [9]

Betonin ja betoniterästen välinen venymäero voidaan laskea kaavasta

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max\left(\frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s}; 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}\right). \quad (106)$$

Kaavassa σ_s kuvaa terästen jännitystä, f_{ctm} betonin taivutusvetolujuutta, α_e betoniterästen ja betonin välistä kimmokerrointen suhdetta ja E_s betoniterästen kimmokerrointa. Apukerroin k_t määritetään kuorman pitkäaikaisuudesta riippuen ja sen arvo on lyhytaikaisille kuormituksille 0,6. [9] Nyt edellä olevien tulosten perusteella voidaan määrittää poikkileikkauksen halkeamaleveyden suuruus kaavasta

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}). \quad (107)$$

Halkeamamitoituksen tulokset on esitetty alla olevassa taulukossa.

Taulukko 124: Halkeamamitoituksen tulokset kenttäalueella

$\rho_{p,eff}$	α_e	$s_{r,max}$ [mm]	k_{tlyhyt}	$\Delta\varepsilon$ [%]	w_k [mm]
0,023	5,869	376	0,6	0,078	0,293

Halkeamaleveydeksi kenttäalueella on määritetty 0,293 mm. Vahvennetulta rakenteelta ei odoteta 100 vuoden käyttöikää, joten halkeamaleveyden sallittuna ominaisarvona käytetään kantavuuslaskentaohjeen mukaista 0,35 mm. Halkeamaleveyden ominaisarvoa voidaan korottaa betonipeitteestä riippuvalla kertoimella, joka lasketaan kaavasta

$$c_d = \min\left(\frac{c}{c_{min,dur}}, 1,4\right), \quad (108)$$

jossa c kuvaa todellista betonipeitettä ja $c_{min,dur}$ betonipeitteen vähimmäisarvoa. Nyt kertoimen c_d arvoksi on määritetty 1,4 ja sallitun halkeamaleveyden mitoitusarvoksi 0,49 mm. Halkeamaleveyden käyttöaste kenttäalueella on näin ollen 60 %.

Kenttäalueen halkeamamitoitus on esitetty liitteessä 20.

Tukialueella halkeamamitoituksessa on tarkasteltu pintalaattaan asennettuja T25k200 betoniteräksiä. Pintalaatan terästen jännityksiksi on määritetty 158 MPa ja puristetun pinnan korkeudeksi 315 mm. Halkeamamitoitus on tehty kenttäalueen tavoin laskennallisesti. Tukialueella pintalaatta on kauttaaltaan vedetty, joten poikkileikkauksen halkeamaleveydet on laskettu myös tapaukselle, jossa jännitys jakauma on vedetty. Taulukkoon 125 on koottuna tukialueen halkeamamitoituksen tulokset.

Taulukko 125: Tukialueen halkeamamitoituksen tulokset

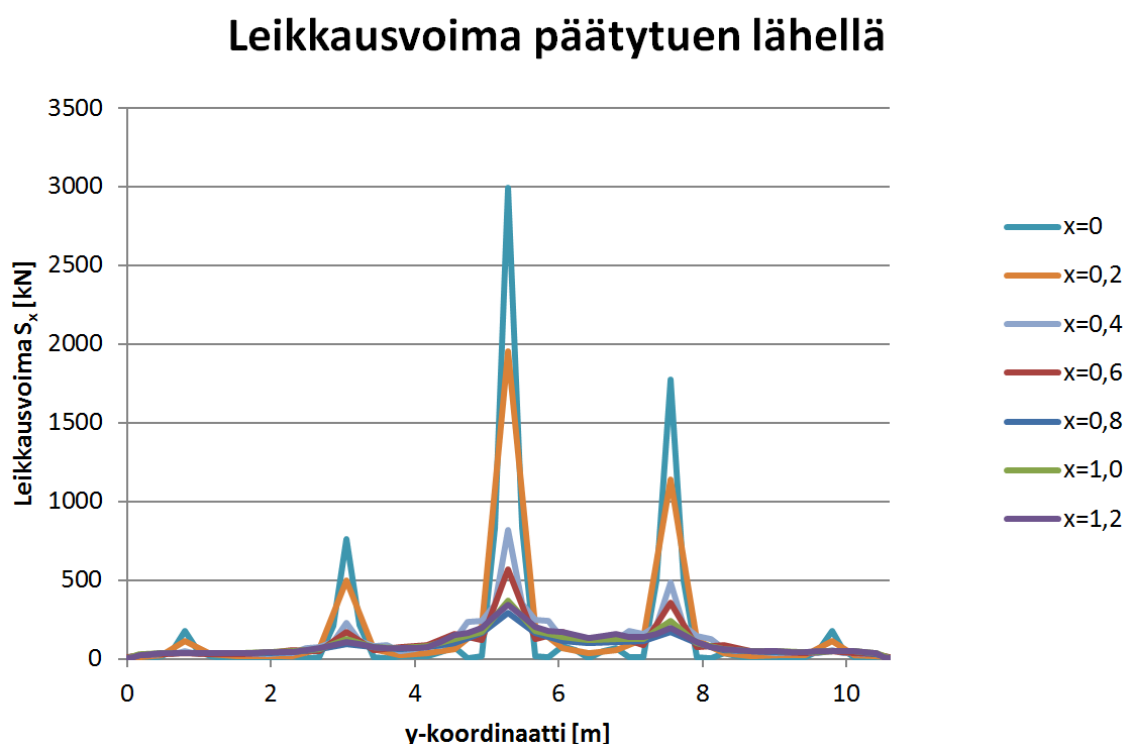
Jännitys	$\rho_{p,eff}$	α_e	k_2	s_{rmax} [mm]	k_t	$\Delta\epsilon$ [%]	w_k [mm]
Taivutettu	0,016	5,869	0,5	465,86	0,6	0,047	0,221
Vedetty	0,016	5,869	1	755,33	0,6	0,047	0,358

Myös tukialueen sallitun halkeamaleveyden mitoitusarvoksi on määritetty 0,49 mm,. Näin ollen taivutetun poikkileikkauksen halkeamaleveyksien käyttöasteeksi on määritetty 47 %. Vastaavasti vedetylle poikkileikkaukselle käyttöasteeksi saadaan 73 %. Vedetyn poikkileikkauksen halkeamamitoitus on esitettyä liitteessä 21.

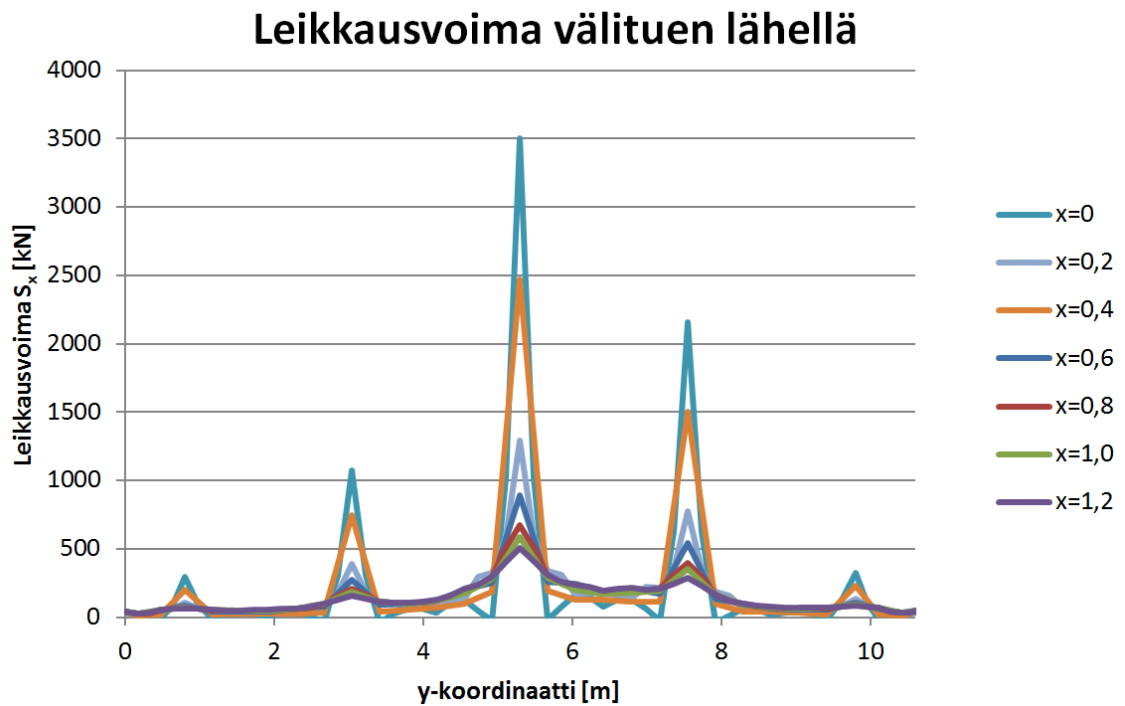
Sallittujen halkeamaleveyksien käyttöasteet jäävät melko alhaisiksi sekä tuki-, että kenttäalueilla. Näin ollen voidaan todeta valitun raudituksen olevan riittävä halkeamien näkökulmasta.

6.6 Leikkausliitoksen mitoitus

Leikkausliitos on mitoitettu tässä työssä esitetyllä Model code 2010:n mukaisella menetelmällä. Mitoittavan leikkausvoiman arvon laskennassa huomioidaan pelkästään liittorakenteeseen kohdistuvat kuormitukset. Kuviin 87 - 88 on koottu leikkausvoiman jakaantuminen rakenteen poikkisuunnassa sillan pääty- ja välituella.



Kuva 87: Leikkausvoiman jakaantuminen rakenteen poikkisuunnassa päätytuella



Kuva 88: Leikkausvoiman jakaantuminen rakenteen poikkisuunnassa välituella

Leikkausvoiman mitoitusarvo on määritetty keskiarvona leveydeltä $b = D+2d$. Leikkausvoiman redusoiduksi arvoksi on näin ollen määritetty päätytuella 539 kN/m ja välituella 660 kN/m.

Suuret leikkausvoimat vaikuttavat rakenteen tukialueella, joten tarkastellaan liitoksen kestävyyttä pääty- ja välituella. Päätytuella mitoittavana kuormana käytetään joko päätytuen leikkausvoimaa tai laattojen välistä kutistumaeroa. Välituen mitoittavana kuormana käytetään vastaavasti välituella vaikuttavaa leikkausvoimaa.

Leikkausvoiman aiheuttaman leikkausjännityksen suuruus liitoksessa voidaan määrittää kaavasta

$$\tau_{uls} = \frac{V_{uls}S}{Ib}, \quad (109)$$

jossa V_{uls} kuvaa mitoittavaa leikkausvoimaa, S pintalaatan staattista momenttia, I liitto-poikkileikkauksen halkeilematonta neliömomenttia ja b tarkasteltavaa leveyttä. [15]

Pintalaatan staattinen momentti voidaan määrittää kaavalla

$$S = bh_{pl}e_{pl}. \quad (110)$$

Liitoksen teräsmäärää on tarkasteltu erikseen pääty- ja välituen poikkileikkauksissa sekä rakenteen kenttäalueella. Rakenteen kenttäalueella kestävyys on määritetty raudoittamattomalle poikkileikkaukselle alla olevilla parametreilla:

- Vanhan rakenteen piikatun pinnan karheus on luokkaa ”very rough”
- Pintalaatan ja vanhan rakenteen välisen sauman puristusjännitystä ei huomioida laskelmissa.
- Kuormien oletetaan olevan dynaamisia, joten kestävyyttä redusoidaan kertoimella 0,5.
- Betonin lujuutena käytetään heikomman betonin lujuutta C30/37 (piirustusten mukainen lujuus K300 + kantavuuslaskentaohjeen mukainen 5 MPa). [6]

Nyt kenttäalueen liitoksen kestävyys voidaan laskea alla esitetyllä tavalla

$$\tau_{Rd} = c_a f_{ctd} + \mu \sigma_n. \quad (111)$$

Taulukko 126: Kenttäalueen liitoksen kestävyyslaskenta

c_a	f_{ctd} [MPa]	μ	σ_n [MPa]	τ_{Rd} [MPa]
0,5	1,502	0,8	0	0,375

Kenttäalueen liitoksen kestävyudeksi raudoittamattomana on saatu 0,375 MPa. Liitoksen kestävyuden yläraja voidaan määrittää kaavalla

$$\tau_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd} = 4,99 \text{ MPa}, \quad (112)$$

joten kaavan 111 tulos on määrävä.

Tukialueilla liitosta tarkasteltiin vaadittavan teräsmäärän näkökulmasta käyttämällä aiemmin esitettyjä leikkausrasituksia. Tukialueilla mitoituksessa on käytetty seuraavia valintoja:

- Liitos mitoitetaan raudoitettuna ja sitkeänä liitoksena ($\rho > 0,05 \%$).
- Liitoksen karheus on kauttaaltaan ”very rough”.
- Tartuntateräksinä käytetään B500B teräksiä.
- Tartuntaterästen upotussyvyys vanhaan rakenteeseen on kaikkialla vähintään 450 mm.
- Pintalaatan ja vanhan rakenteen välinen sauma on vedetty ($\sigma_n = 0$ MPa)
- Rasitusten oletetaan olevan dynaamisia, joten redusoidaan liitoksen kestävyyttä kertoimella 0,4.

Raudoitetun liitoksen kestävyys voidaan nyt määrittää alla olevalla kaavalla ja taulukon parametreilla teräsmäärää vaihdellen

$$\tau_{Rd} = c_r \cdot f_{ck}^{1/3} + \mu \cdot \sigma_n + \mu \cdot \rho \cdot \kappa_1 \cdot f_{yd} + \kappa_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}}. \quad (113)$$

Taulukko 127: Raudoitetun liitoksen mitoituksessa käytetyt parametrit

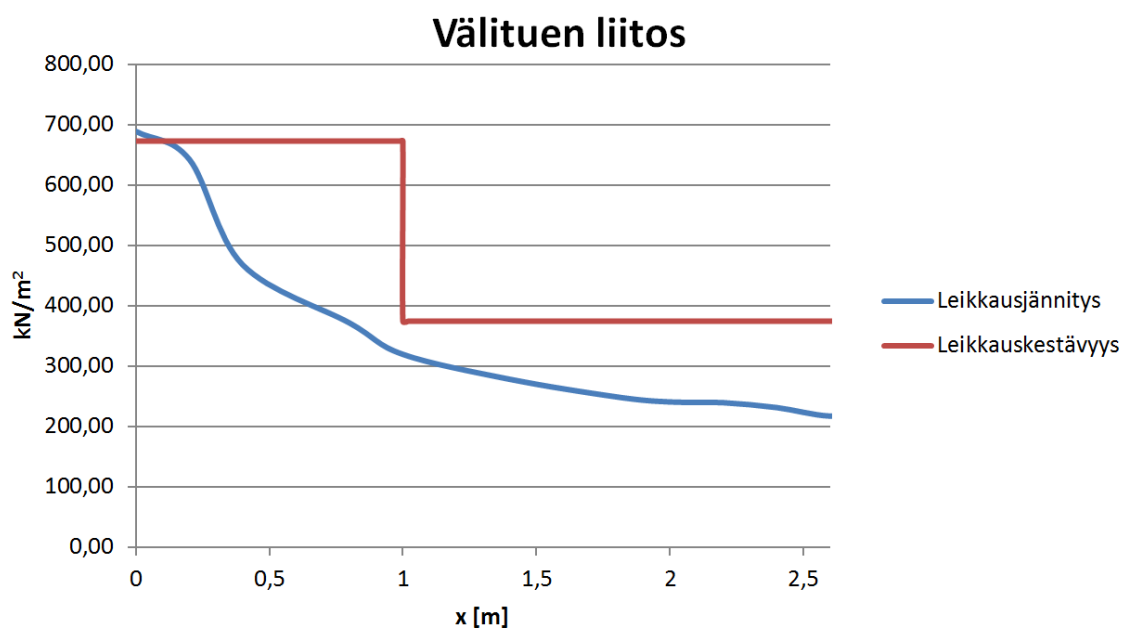
c_r	f_{ck} [MPa]	μ	σ_n [MPa]	κ_1	κ_2	f_{cd} [MPa]
0,2	30	0,8	0	0,5	0,9	18,9

Liitoksen lujuutta haarukoitiin eri teräshalkaisijoilla ja jakoväleillä. Teräshalkaisija vaikuttaa vaadittavaan ankkurointipituuteen ja sallittuun jännitykseen. Koska tartuntaterästen upotussyvyys on käytetty 450 mm, voidaan 12 mm teräkselle käyttää täyttä myötölujuutta. Vastaavasti 16 ja 20 mm teräksille myötölujuutta tulee redusoida ankkurointipituudesta riippuen.

Taulukko 128: Liitoksen kestävyys eri raudoitusvaihtoehdoille

Raudoitus	A_s [mm ²]	ρ	$f_{yd,red}$ [MPa]	τ_{Rd} [MPa]
T12k400	707	0,071 %	455	0,324
T12k250	1810	0,181 %	455	0,441
T12k200	2827	0,283 %	455	0,55
T16k400	1257	0,126 %	346	0,356
T16k250	3217	0,322 %	346	0,52
T16k200	5027	0,503 %	346	0,67
T20k400	1963	0,196 %	276	0,387
T20k250	5027	0,503 %	276	0,6
T20k200	7854	0,785 %	276	0,8

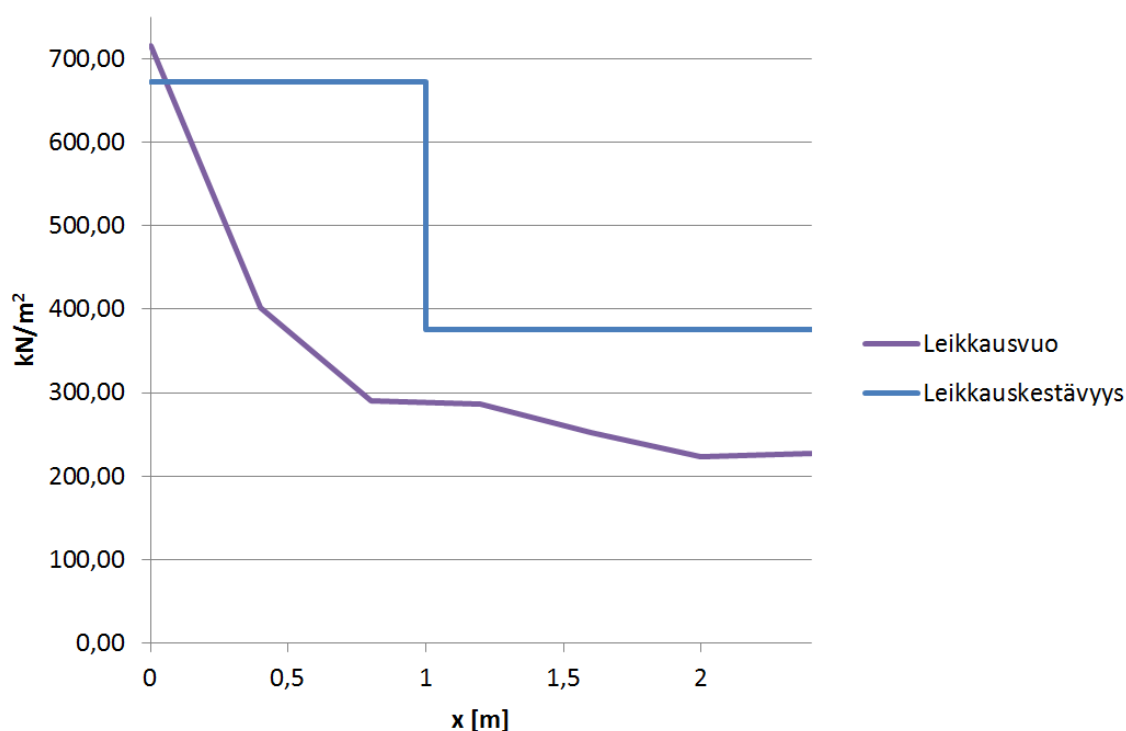
Mitoittavat leikkausjännitykset on nyt määritetty tukialueen lähellä kaavalla 109. Kuvassa 89 on esitetty leikkausjännityksen muutos lähellä välitukea. Pintalaatan ja vanhan rakenteen välisessä liitoksessa vaikuttavaksi leikkausjännitykseksi on määritetty 689 kN/m². Näin ollen tukialueen raudoitukseksi on määritetty taulukon 127 perusteella T16 k200, jolla saavutetaan kestävyudeksi 673 kN/m². Kenttäalueella vallitseva leikkausjännitys on kauttaaltaan alle 300 kN/m², joten raudoittamattoman liitoksen kapasiteetti 375 kN/m² on riittävä sillan kenttäalueilla. Kuvassa 89 on esitetty leikkausjännityksen ja liitoksen kapasiteettien muutos lähellä välitukea.



Kuva 89: Liitoksen kestävyys välituella

Päätytuella liitoksen leikkausjännitys määritetään leikkausvoiman ja kutistuman maksimiarvoista. Näitä ei summata keskenään, koska ne vaikuttavat eri suuntiin. Leikkausvoiman redusoiduksi mitoitusarvoksi on päätytuella määritetty 539 kN ja tämän perusteella leikkausjännitykseksi 712 kN/m^2 . Näin ollen välituella käytetyn T16 k200 rauditus kestävyys (673 kN/m^2) on riittävä, kun huomioidaan NCCI4 mukainen 10 % porrastus. [15]

Päätytuen liitos



Kuva 90: Liitoksen kestävyys päätytuella

Päätytuen alueella (0-1 m) päätytuelta käytetään T16 k200 raudoitusta, jolla liitoksen kestävyudeksi saadaan 673 kN/m^2 . Tästä eteenpäin (1 m –) liitoksen kapasiteettina hyödynnetään raudoittamattoman liitoksen kapasiteettia 375 kN/m^2 .

Välituen alueella (0-1 m) käytetään T16 k200 raudoitusta, jolla liitoksen kestävyudeksi saadaan 673 kN/m^2 . Vastaavasti tästä eteenpäin (1 m –) rakenteeseen ei kestävyyspuolesta ole välttämätöntä asentaa raudoitusta. Tällä alueella rakenne mitoitetaan raudoittamattomana liitoksena, jonka kestävyys on 375 kN/m^2 .

Leikkausliitoksen mitoitus on esitetty liitteessä 22 olevassa laskentapohjassa.

7. JOHTOPÄÄTÖKSET JA JATKOTUTKIMUSEHDOTUKSET

7.1 Johtopäätökset

Pintavaluvahventamisen suunnittelussa on havaittu suuria eroja eri toimijoiden välillä. Suurimmat erot nousevat kutistuman määrittämisessä sekä pintojen välisen leikkausliitoksen mitoituksessa. Kutistuman suuruutena on käytetty joissain tapauksissa kutistuman täyttää arvoa halkeilemattomalle laatalle, kun taas joissain kohteissa sen vaikutus on jätetty huomiotta kokonaan. Myös liitoksen mitoituksessa on käytetty useita eri menetelmiä kestävyuden määrittämiseksi ja työntövoiman laskemiseksi. Etenkin pelkän pintojen välisen tartunnan kestävyyttä aliarvioidaan pääosin melko paljon.

Kutistuman vaikutusten arvioinnissa havaittiin, että ohuilla pintalaatoilla (100 - 130 mm) kutistumasta aiheutuva vetojännitys on niin suuri, että pintalaatta halkeaa kauttaaltaan. Näin ollen kutistuman vaikutukset vapautuisivat murtorajatilalla lisäksi myös käyttörajatilassa. Kutistuman vaikutus tulee kuitenkin arvioida tapauskohtaisesti, koska myös vanhan rakenteen korkeus ja laattojen välinen jäykkyysro vaikuttavat kutistumasta aiheutuvan vetojännityksen suuruuteen.

Pintojen välisen liitoksen mitoituksessa suurin yksittäinen tekijä on vanhan betonilaatan karheuden vaikutus liitoksen kestävyuteen. Raudoitettulla liitoksella piikatulla betonipinnalla voidaan saavuttaa yli kolminkertainen lujuus verrattuna valumuotin jättämään pintaa. Vahventamisen yhteydessä onkin yleistä, että vanhan rakenteen yläpinnan betonia piikataan, jonka jälkeen pinnan karheuden voidaan olettaa olevan vähintään 3 mm ja vanhan pinnan karheutena näin ollen ”very rough”.

Pintojen välisen liitoksen mitoituksessa käytettiin Model Code 2010:n mukaista menetelmää, joka ei ole vielä virallistettu suunnittelumetodi. EC2:n eri aikaan valettujen pintojen liitoksen leikkauskestävyyden laskenta perustuu samoihin ilmiöihin, mutta on hieman konservatiivisempi MC2010 verrattuna. Eroja havaitaan pintojen karheusvaatimuksissa sekä pintojen karheudesta riippuvien redusointikertoimien määrittämisessä. Lisäksi EC2:ssa on jätetty harjaterästen vaarnavaikutus kokonaan huomiotta. Model code 2010:ssä on kuitenkin esitetty tuloksia leikkaussauman kuormituskokeista, joiden perusteella MC2010:n mukainen laskentatapa antaa oikeanlaisia tuloksia lujuudesta. Näin ollen on perusteltua pyrkiä käyttämään MC2010:n mukaista laskentatapaa leikkaussauman mitoitukseen.

Pintojen välisen liitoksen mitoituksessa aliarvioidaan usein myös raudoittamattoman liitoksen kestävyyttä. Pelkällä piikatulla betonipinnalla voidaan saavuttaa yli puolet tavanomaisella raudoituksella raudoitettun liitoksen kestävyydestä. Näin ollen etenkin kenttäalueilla tulee pohtia liitoksen raudoittamisen tarpeellisuutta.

Vahventamislaskemien yhteydessä havaittiin, että pintalaatalla saadaan helposti kasvatettua rakenteen tukialueen taivutuskestävyyttä asentamalla pintalaattaan tarpeeksi järeä rauditus. Vastaavasti rakenteen kenttäalueella pintalaatta kasvattaa vain rakenteen puristus pintaa, eikä kenttäalueen taivutuskestävyyttä saada kasvatettua kovinkaan tehokkaasti pintavaluvahventamisella.

Leikkaus- ja lävistyskestävyyden kasvattaminen on pintavaluvahventamisessa melko haastavaa. Perinteisillä pintavalukorkeuksilla (100 – 150 mm) kestävyiden kasvu on melko vähäistä, eikä pintavaluvahventaminen ole näin ollen kovinkaan tehokas tapa leikkaus- tai lävistyskestävyyden kasvattamiseksi. Lisäksi leikkaus- ja lävistyskestävyyden laskennassa ei Eurocode 2:ssa tai NCCI2:ssa huomioida kuormitushistorian vaikutusta vahvennetun rakenteen kestävyuteen. Näin ollen tämän tekijän huomioimiseen ei ole tällä hetkellä selkeää ohjeistusta tai normia. Model Code 2010:ssä on esitetty uudistettu lävistysmitoitus, jossa huomioidaan myös vahventamisen aikaisen kuormituksen vaikutus lopulliseen kestävyuteen. Tätä ohjetta ei kuitenkaan vielä voida käyttää virallisena standardina.

7.2 Jatkotutkimusehdotukset

Tässä työssä keskityttiin pääosin vahvennetun rakenteen mitoituksellisiin kysymyksiin. Jatkossa vahventamismenetelmää tulisi tutkia tarkemmin myös työteknisestä näkökulmasta. Lisäksi menetelmän vertaaminen muihin menetelmiin erilaisissa vahventamiskohteissa voisi antaa sopivaa tietoa tulevaisuuden vahventamiskohteita varten.

Yhtenä mahdollisen jatkotutkimuskohteena voisi olla kustannusten tarkempi selvittäminen ja vertailu muiden vahventamismenetelmien välillä. Tällä tavoin menetelmien valintaa voisi ohjata myös kustannusten puolesta. Lisäksi pintavaluvahventamisen käytön kustannuksia tulisi selvittää tarkemmin ja pohtia niissä olevia kehittämismahdollisuuksia.

Vahventamismenetelmien välisen vertailun lisäksi menetelmien yhdistämistä tulisi tutkia. Esimerkiksi pintavaluvahventamisen yhdistämisellä liimausvahventamiseen poikki-leikkausta voitaisiin vahventaa sekä tuki-, että kenttäalueilla samanaikaisesti. Yhdistettyä vahventamisen käyttöä tulisi tutkia myös erilaisissa siltakohteissa kuten laattapalkki- tai kotelopalkkisilloissa.

Raudoittamattoman liitoksen käyttäytymistä tulisi pohtia jatkoa varten. Pintojen välisen liitoksen kestävyys on yleensä raudoittamattomana riittävä sillan kenttäalueilla. Tällöin liitoksen murtotapa on kuitenkin hyvin hauras. Liitoksen raudoittaminen on työlästä ja kallista, joten hauraan murren salliminen voi joillain rajoituksilla tulla kyseeseen. Näin ollen on tärkeää määrittää, kuinka suuri tulee varmuuden olla haurasta murtoa vastaan, jotta raudoitus voidaan jättää asentamatta.

Tässä työssä todettiin kutistuman vapautuvan täysin, kun pintalaatan korkeus on pieni vanhaan rakenteeseen verrattuna. Kutistuman vapautuminen perusteltiin taivutusvetolujuuden ylittymisellä koko pintalaatan alueella. Mikäli poikkileikkaus ei kuitenkaan halkea taivutusvetolujuuden ylittyttyä, jää rakenteeseen kutistumaa, joka aiheuttaa jännityksiä. Kutistuman vapautumista voisi jatkossa vertailla esimerkiksi FEM-ohjelmilla saataviin tutkimustuloksiin. Toinen vaihtoehto on määrittää kutistuman vaikutukset tämän työn tapaan korottamalla halkeamisjännitystä esimerkiksi lujuuteen $1,5f_{ctm} - 2f_{ctm}$. Lopputuloksena kutistuman käsittelyyn tulisi määrittää jonkinlainen ohjeistus, jonka perusteella täysin ehjää poikkileikkausta redusoidaan.

Murtorajatilan mitoitus on tässä työssä tehty pääosin EN1992-1-1 ja NCCI2 mukaisesti. Kyseisten ohjeiden osalta etenkin leikkaus- ja lävistysmitoitukseen on tulossa muutoksia uusien päivitysten myötä. Näiden päivitysten vaikutukset tulee huomioida laskelmissa tulevaisuudessa. Model Code 2010:ssä on käsitelty leikkaus- ja lävistysmitoitusta sekä vahventamattomalle, että vahvennetulle rakenteelle. Näin ollen etenkin leikkaus- ja lävistysmitoituksen laskennallinen tarkastelu MC2010:n menetelmällä tulee jossain vaiheessa ajankohtaiseksi.

LÄHTEET

- [1] Liikenneviraston tiesillaston rakenne, palvelutaso ja kunto, Liikennevirasto 2010. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lti_2010-03_tiesillat_1.1.2010_web.pdf
- [2] Betonirakenteiden liimausvahventamisohje, Tiehallinto (nyk. Liikennevirasto) 2007. Saatavissa: http://alk.tiehallinto.fi/sillat/julkaisut/bet_liimaus.pdf
- [3] Tampereen teknillinen yliopisto, RAK-33600 Sillanrakennuksen perusteet, Opintomoniste, A. Laaksonen, 2013
- [4] BB/17 tyyppipiirustussarja, Liikennevirasto, 1959.
- [5] Eurokoodin soveltamisohje – Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet NCCI1, Liikennevirasto 05.09.2014. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2014-24_ncci1_web.pdf, viitattu 12.4.2017
- [6] Siltojen kantavuuslaskentaohje, Liikennevirasto, 5.1.2016. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2015-36_siltojen_kantavuuslaskentaohje_web.pdf, viitattu 8.3.2017.
- [7] Taitorakennerekisteri, Liikennevirasto
- [8] Sillantarkastuskäsikirja, Liikennevirasto, 01.06.2013, Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2013-26_sillantarkastuskasikirja_web.pdf, viitattu 11.4.2017
- [9] Eurokoodin soveltamisohje – Betonirakenteiden suunnittelu NCCI2, Liikennevirasto 16.09.2014. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2014-25_ncci2_web.pdf, viitattu 14.2.2017
- [10] M. Mäntyranta, Kantavien teräskuitubetonirakenteiden mitoitus, diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 2013
- [11] Hilti, Bridge construction and rehabilitation, tuote-esite, viitattu 28.4.2017
- [12] N. Randl, Design recommendations for interface shear transfer in Model Code 2010, 2013.

- [13] M. Kovacovic, Shear resistance between concrete-concrete surfaces, Slovak University of Tecnology, 2013. Saatavissa: <http://search.proquest.com.libproxy.tut.fi/docview/1493778704?pq-origsite=summon>, viitattu 17.2.2017
- [14] EN 1992-1-1, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 19.01.2015, Suomen standardisoimisliitto SFS.
- [15] Eurokoodin soveltamisohje – Teräs- ja liittorakenteiden suunnittelu NCCI4, Liikennevirasto 25.08.2016. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2016-27_ncci4_web.pdf, viitattu 2.3.2017
- [16] BY 211, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja- osa 1, 2013, Suomen betoniyhdistys.
- [17] R. Alanko, Massiivisen laattasillan kansilaatan yläpinnan betonipeitteen uusiminen, diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 2016, Saatavissa: <http://dspace.cc.tut.fi/dpub/handle/123456789/24441>, viitattu 22.2.2017
- [18] Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje, Liikennevirasto, 22.12.2011. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2011-17_betonisiltojen_korjaussuunnitteluohje_web.pdf, viitattu 22.3.2017
- [19] T. Salmi, S. Pajunen, Lujuusopin perusteet, Pressus Oy, Tampere 2010.
- [20] J. Hyvönen, Eurokoodien koulutus luentokalvot: liitto-, teräs- ja puusillat, 30.3.2010. Saatavissa: http://www.liikennevirasto.fi/documents/20473/64349/Hyvonen_Liittopalkkisilta_230310.pdf/aeca4a53-dde2-4d0d-948a-5c440ae67bae, viitattu 1.3.2017
- [21] J. Jalonen, Levennettävän betonisillan pakkovoimien hallinta, diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 2013
- [22] M. Pedro, D. Santos ja Eduardo N. B. S. Júlio, Interface shear transfer on composite concrete members, technical paper, ACI Structural journal, 2014
- [23] Friction: Coefficient, Applications, Advantages and Disadvantages, Me mechanical team. Saatavissa: <http://me-mechanicalengineering.com/friction-coefficient-applications-advantages-disadvantages/>, viitattu 4.3.2017.
- [24] Tampereen teknillinen yliopisto, RAK-33620 Teräs- ja puusillat, luentokalvot, A. Laaksonen, 2016.

- [25] Tampereen teknillinen yliopisto, RAK-32100 Rakennesuunnittelun perusteet, luentokalvot, R. Lindberg, O. Kerokoski, 2014.
- [26] A. Muttoni, M. F. Ruiz, E. Bentz, S. Foster ja V. Sigrist, Model code 2010 shear provisions – part II: punching shear, technical paper, Structural concrete 14, 2013.
- [27] D. M. V. Faria, J. Einpaul, A. M. P. Ramos, M.F. Ruiz ja A. Muttoni, On the efficiency of flat slabs strengthening against punching using externally bonded fibre reinforced polymers, technical article, Construction and Building Materials 73, 2014.
- [28] Rakennelaskelmat, Saikun silta, Ramboll Finland oy, Tampere, 30.11.2013
- [29] Rakennelaskelmat, Huhkolan silta, Ramboll Finland oy, Tampere, 31.01.2013
- [30] Rakennelaskelmat, Irvankosken silta, Ramboll Finland oy, Tampere, 30.04.2014
- [31] Rakennelaskelmat, Kovjoen yks, Ramboll Finland oy, Oulu, 04.04.2014
- [32] Rakennelaskelmat, Kavilan yks, A-Insinöörit Suunnittelu oy, 02.02.2016
- [33] TIEL 2172072-99, Siltojen kuormat, Tielaitos, 2000
- [34] Rakennelaskelmat, Niinijoen silta, A-Insinöörit Suunnittelu oy, 28.12.2015
- [35] Rakennelaskelmat, Lövön yks, A-Insinöörit Suunnittelu oy, 29.04.2015

LIITELUETTELO

LIITE 1: KANTAVUUSLASKENTAOHJEEN MUKAISET ERIKOISKULJETUS-
KAAVIOT

LIITE 2: AJONEUVOASETUKSEN MUKAISET KUORMITUSKAAVIOT

LIITE 3: SAIKUN SILLAN RAUDOITUSPIIRUSTUS

LIITE 4: HUHKOLAN SILLAN RAUDOITUSPIIRUSTUS

LIITE 5: IRVANKOSKEN SILLAN RAUDOITUSPIIRUSTUS JA TARTUNTOJEN
SJOITTELU

LIITE 6: KOVJOEN YLIKULKUSILLAN RAUDOITUSPIIRUSTUS

LIITE 7: KAVILAN YLIKULKUSILLAN RAUDOITUSPIIRUSTUS

LIITE 8: NIINJOEN SILLAN KANNEN RAUDOITUSPIIRUSTUS

LIITE 9: LÖVÖN YLIKULKUSILLAN KORJAUKSEN YLEISPIIRUSTUS

LIITE 10: POIKKILEIKKAUKSEN MURTOTAVAN MÄÄRITTÄMISEN LAS-
KENTAPOHJA

LIITE 11: KENTÄN TAIVUTUSMITOITUKSEN LASKENTAPOHJA

LIITE 12: TUEN TAIVUTUSMITOITUKSEN LASKENTAPOHJA

LIITE 13: VÄLITUEN LEIKKAUSMITOITUKSEN LASKENTAPOHJA

LIITE 14: VÄLITUEN LÄVISTYSMITOITUKSEN LASKENTAPOHJA

LIITE 15: PINTALAATAN KUTISTUMAN MÄÄRITTÄMINEN

LIITE 16: KUTISTUMAN AIHEUTTAMIEN JÄNNITYSTEN MÄÄRITTÄMINEN
KENTTÄALUEELLA

LIITE 17: KUTISTUMAN AIHEUTTAMIEN JÄNNITYSTEN MÄÄRITTÄMINEN
TUKIALUEELLA

LIITE 18: KENTTÄALUEEN JÄNNITYSTEN LASKENTAPOHJA

LIITE 19: TUKIALUEEN JÄNNITYSTEN LASKENTAPOHJA

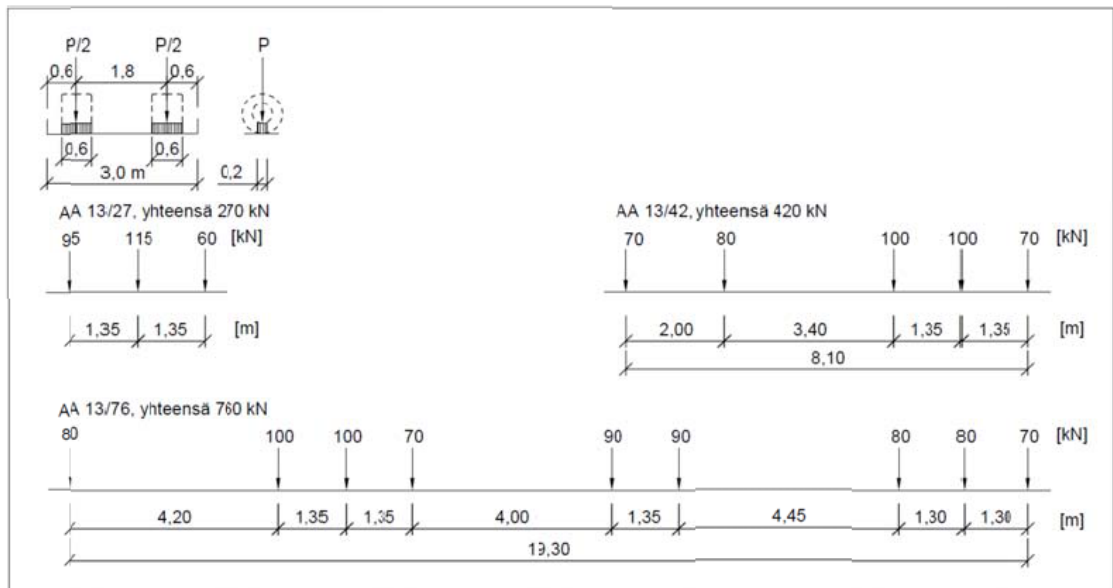
LIITE 20: KENTTÄALUEEN HALKEAMAMITOITUKSEN LASKENTAPOHJA

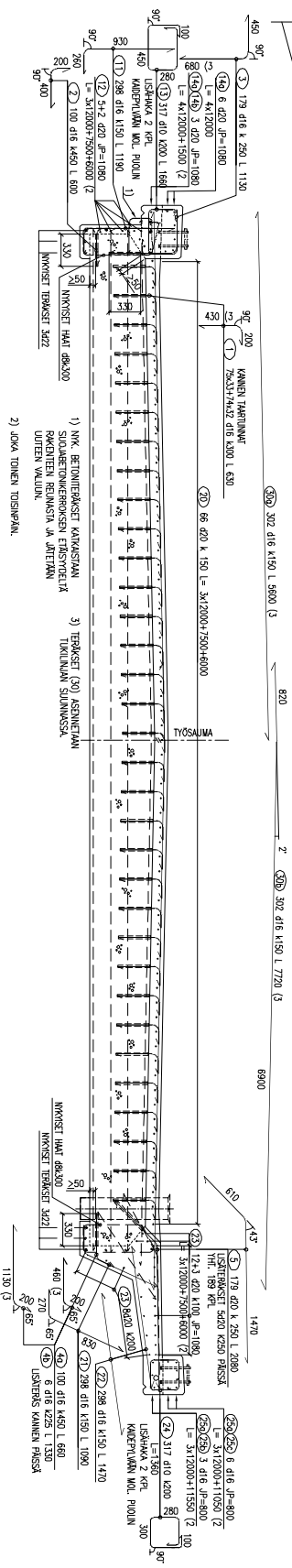
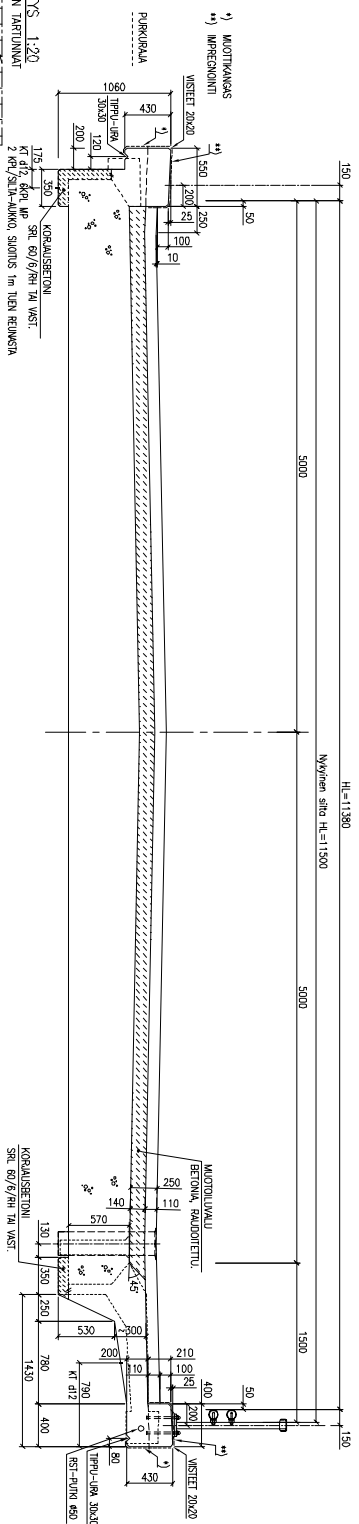
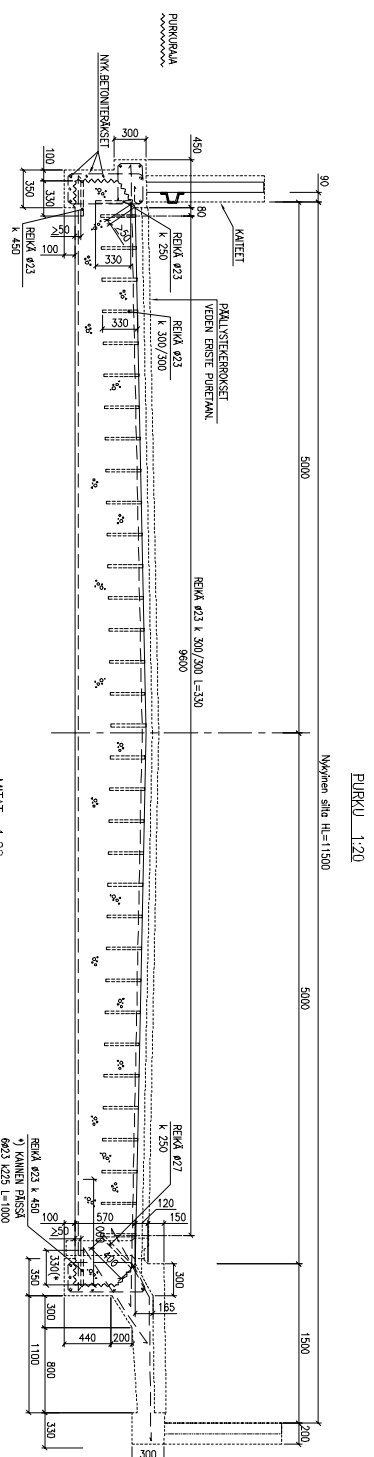
LIITE 21: LEIKKAUSLIITOKSEN MITOITUKSEN LASKENTAPOHJA

LIITE 1: KANTAVUUSLASKENTAOHJEEN MUKAISET ERIKOISKULJETUSKAAVIOT

KAAVIO PITUUSSUUNNASSA		KAAVION PITUUS [m]
N ₁		3,5
N ₂		6,1
N ₃		8,7
N ₄		7,9
N ₅		9,6
N ₆		12,2
K ₂		15,1
K ₃		16,4
K ₄		17,7
K ₆		16,8
T ₄		21,0
T ₅		23,6
T ₇		30,0
T ₈		35,3
Y ₁₀		23,3
Y ₁₃		27,8
Y ₁₆		32,3
PYÖRIEN KOSKETUSPINNAT PITUUS- JA POIKKISUUNNASSA		
N ₁ N ₂ N ₃ N ₄ N ₅ N ₆	K ₂ K ₃ K ₄ K ₆	T ₄ T ₅ T ₇ T ₈ Y ₁₀ Y ₁₃ Y ₁₆

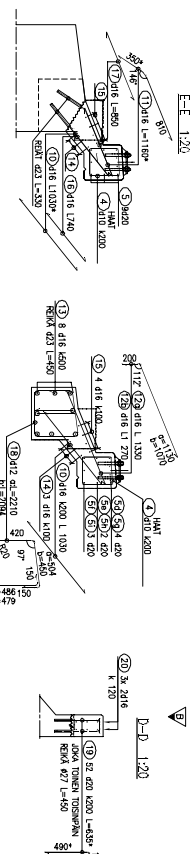
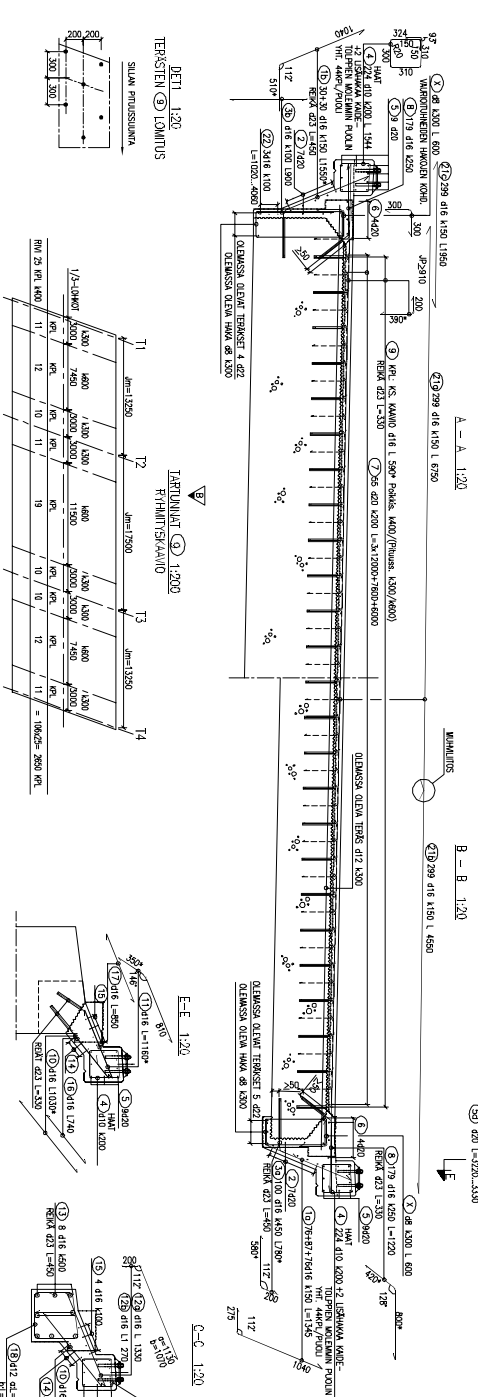
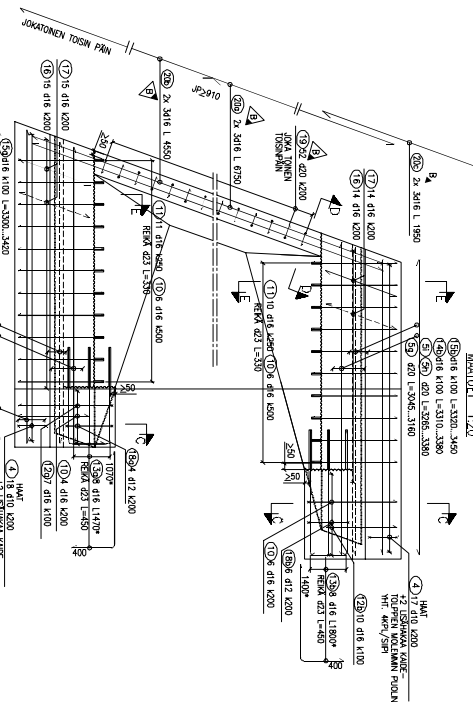
LIITE 2: AJONEUVOASETUKSEN MUKAISET KUORMITUSKAAVIOT

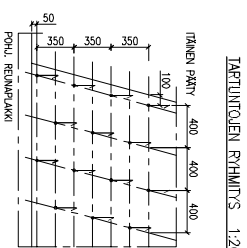
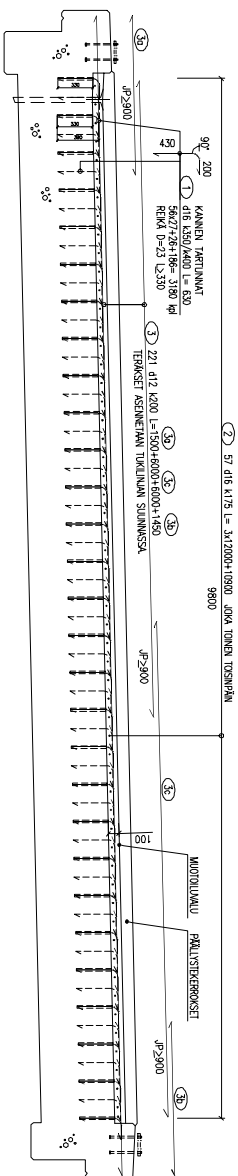




*) ERIKOISKULJETUSKAAROIDEN
YLEISLUVAN MUKAINEN SALLITTU
AKSELIPAINO:
Y10 = 130 kN
T7 = 140 kN
T4 = 150 kN
K4 = 150 kN
N5 = 140 kN

[illegible]

[illegible]



BETONITERÄS: A500HW

BETONI:

Ro20, R1, C35/45-3, P30, Cnom=40mm

Cnorm=BETONIPETTEEN NIMELLSPAKSUUS

BEJOINPINNAN LAITUJOKKA VAAIMUUS
NÄKYMÄTTÖMÄÄ PINNALLA C (BY 40)

SIILANPÄIKENTAMISTISSÄ ON NOUDATETTAVA INFOTRYN

MURKIN LAMINUMUKSIA

HUOMI:
VANHAN RAKENTEEN MITAT ON TARKISTETTAVA TYÖMAALLA ENNEN

SUUNNITELMA ON TÄRKEIN LIIKKEEN KÄSIKIRJA.

IERÄSTEN MIÄI JA MAAPAI IAKKENNELIÄVÄ IOIEUI
PURKUTÖIDEN JÄLKEEN ENNEN TERÄSTEN TILAAJUSTA

TARTUNTUJEN INJEKTOINTI HIT-HY max200

KÄYTTÖÖNSÄ HYVÄKSYMÄLLÄ TEKNIIKALLA.

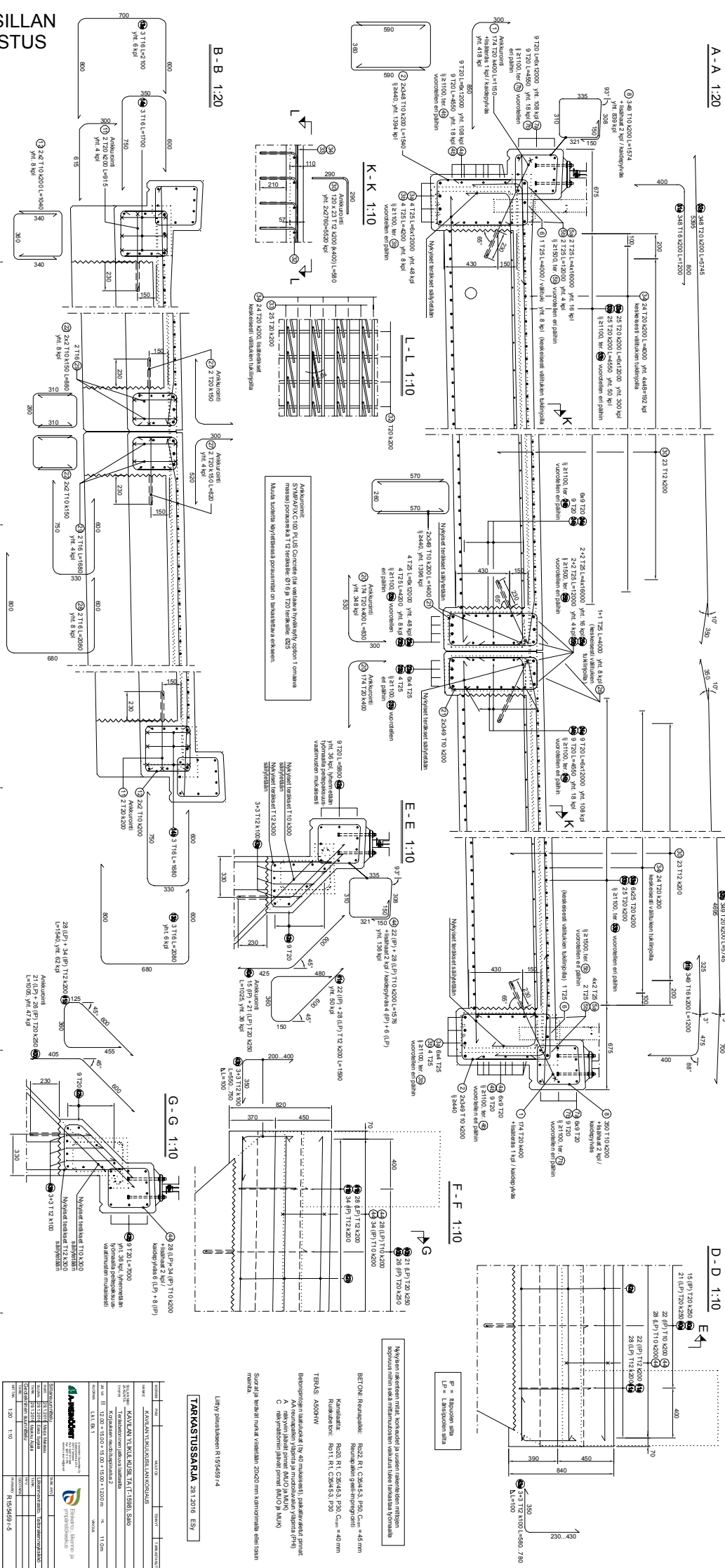
TARTUUNTERÄSTEN MITAT TARKENTUVAT TODELLISEN PIKKAKAUSPÄÄN

HINNOLLE, JOHN L. 1926. *THE INDIAN TRIBES OF THE*
STATE OF TEXAS. THE UNIVERSITY OF TEXAS PRESS, AUSTIN.
 TÄYTYÄT.

1000

[illegible]

[illegible]

[illegible]

TARKASTUSSARJA 29.1.2016 ESY

Littly pilustukseen R15/5459 r4

Mykroten jaakseen mitat, loodetavasti ja ussato loodetavasti mitteden
 dopuuss mitteden seel mitteden mitteden mitteden mitteden mitteden

BETON: Reaktiivk: R22, R1, C34,45,3, P50, C_{um} = 45 mm
 Reaktiivk g seel g/m² m²

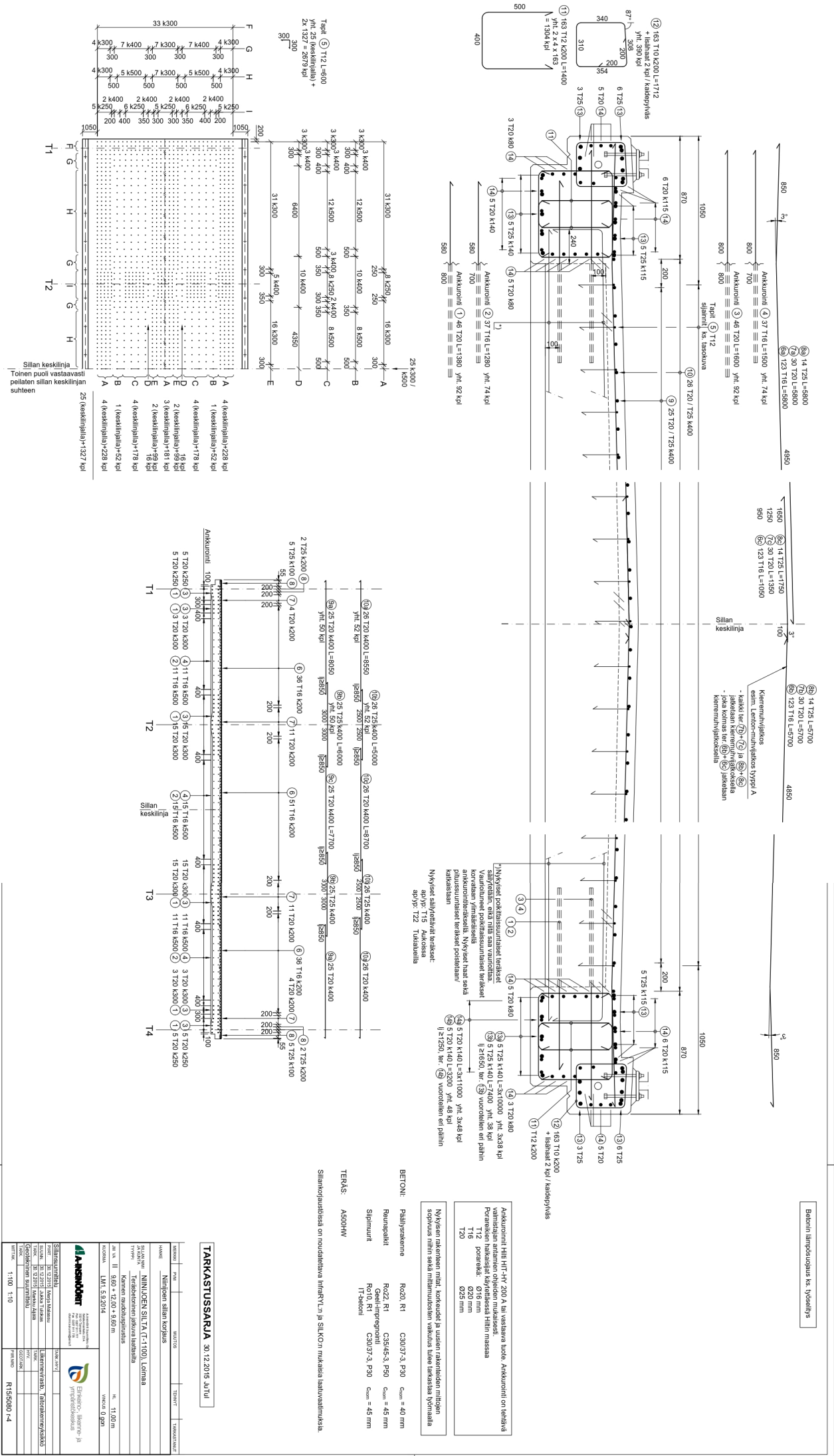
Kaustatav: R20, R1, C34,45,3, P50, C_{um} = 40 mm
 Reaktiivk bitt: R21, R1, C34,45,3, P50

TERÄS: A500HV

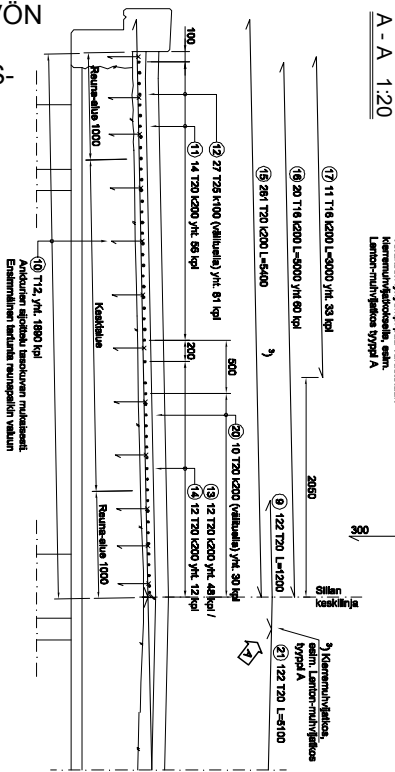
Reaktiivk g mitteden (g 40 mitteden), jaakseen mitteden
 A: reaktiivk g seel mitteden jaakseen mitteden
 C: reaktiivk g seel mitteden jaakseen mitteden (A 500 HV)

Sisälde: jaakseen mitteden mitteden 2000 mm kummitten mitteden mitteden

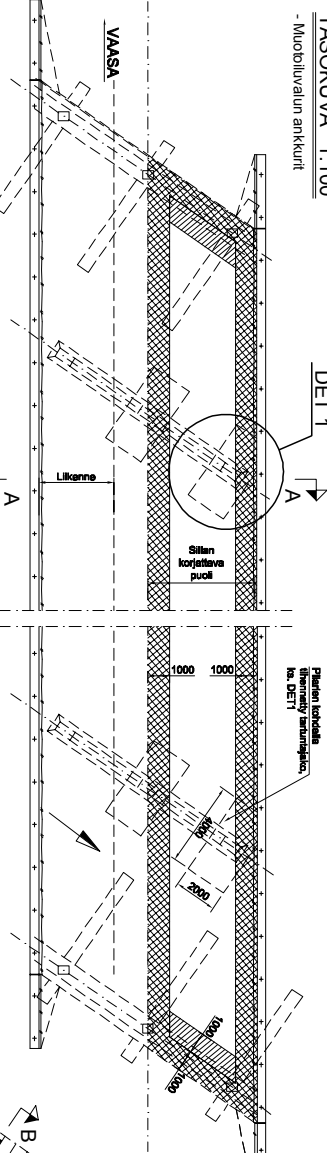
IP = Käpuolen sita
LP = Länsipuolen sita

[illegible]

LIITE 9: LÖVÖN
SILLAN
RAUDOITUS-
PIIRUSTUS

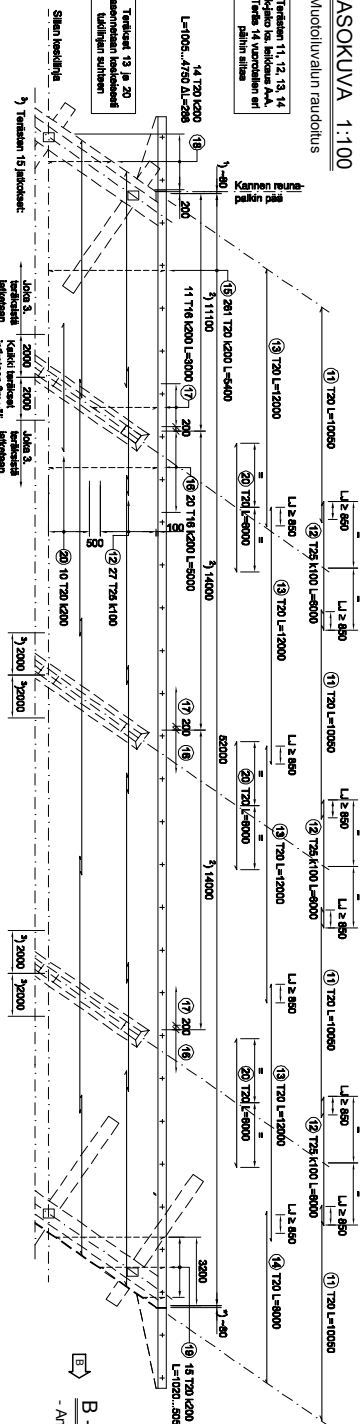


1) Ankkurin alapinnalla
2) Ankkurin yläpinnalla
3) Sillan päällä
4) Korkeus



TASOKUVA 1:100

- Muotoluvalun ankkurit



TASOKUVA 1:100

- Muotoluvalun rauditus

Tarkastus 11, 12, 13, 14
Tarkastus 15, 16, 17, 18, 19
Tarkastus 20, 21, 22, 23, 24
Tarkastus 25, 26, 27, 28, 29
Tarkastus 30, 31, 32, 33, 34
Tarkastus 35, 36, 37, 38, 39
Tarkastus 40, 41, 42, 43, 44
Tarkastus 45, 46, 47, 48, 49
Tarkastus 50, 51, 52, 53, 54
Tarkastus 55, 56, 57, 58, 59
Tarkastus 60, 61, 62, 63, 64
Tarkastus 65, 66, 67, 68, 69
Tarkastus 70, 71, 72, 73, 74
Tarkastus 75, 76, 77, 78, 79
Tarkastus 80, 81, 82, 83, 84
Tarkastus 85, 86, 87, 88, 89
Tarkastus 90, 91, 92, 93, 94
Tarkastus 95, 96, 97, 98, 99
Tarkastus 100, 101, 102, 103, 104
Tarkastus 105, 106, 107, 108, 109
Tarkastus 110, 111, 112, 113, 114
Tarkastus 115, 116, 117, 118, 119
Tarkastus 120, 121, 122, 123, 124
Tarkastus 125, 126, 127, 128, 129
Tarkastus 130, 131, 132, 133, 134
Tarkastus 135, 136, 137, 138, 139
Tarkastus 140, 141, 142, 143, 144
Tarkastus 145, 146, 147, 148, 149
Tarkastus 150, 151, 152, 153, 154
Tarkastus 155, 156, 157, 158, 159
Tarkastus 160, 161, 162, 163, 164
Tarkastus 165, 166, 167, 168, 169
Tarkastus 170, 171, 172, 173, 174
Tarkastus 175, 176, 177, 178, 179
Tarkastus 180, 181, 182, 183, 184
Tarkastus 185, 186, 187, 188, 189
Tarkastus 190, 191, 192, 193, 194
Tarkastus 195, 196, 197, 198, 199
Tarkastus 200, 201, 202, 203, 204
Tarkastus 205, 206, 207, 208, 209
Tarkastus 210, 211, 212, 213, 214
Tarkastus 215, 216, 217, 218, 219
Tarkastus 220, 221, 222, 223, 224
Tarkastus 225, 226, 227, 228, 229
Tarkastus 230, 231, 232, 233, 234
Tarkastus 235, 236, 237, 238, 239
Tarkastus 240, 241, 242, 243, 244
Tarkastus 245, 246, 247, 248, 249
Tarkastus 250, 251, 252, 253, 254
Tarkastus 255, 256, 257, 258, 259
Tarkastus 260, 261, 262, 263, 264
Tarkastus 265, 266, 267, 268, 269
Tarkastus 270, 271, 272, 273, 274
Tarkastus 275, 276, 277, 278, 279
Tarkastus 280, 281, 282, 283, 284
Tarkastus 285, 286, 287, 288, 289
Tarkastus 290, 291, 292, 293, 294
Tarkastus 295, 296, 297, 298, 299
Tarkastus 300, 301, 302, 303, 304
Tarkastus 305, 306, 307, 308, 309
Tarkastus 310, 311, 312, 313, 314
Tarkastus 315, 316, 317, 318, 319
Tarkastus 320, 321, 322, 323, 324
Tarkastus 325, 326, 327, 328, 329
Tarkastus 330, 331, 332, 333, 334
Tarkastus 335, 336, 337, 338, 339
Tarkastus 340, 341, 342, 343, 344
Tarkastus 345, 346, 347, 348, 349
Tarkastus 350, 351, 352, 353, 354
Tarkastus 355, 356, 357, 358, 359
Tarkastus 360, 361, 362, 363, 364
Tarkastus 365, 366, 367, 368, 369
Tarkastus 370, 371, 372, 373, 374
Tarkastus 375, 376, 377, 378, 379
Tarkastus 380, 381, 382, 383, 384
Tarkastus 385, 386, 387, 388, 389
Tarkastus 390, 391, 392, 393, 394
Tarkastus 395, 396, 397, 398, 399
Tarkastus 400, 401, 402, 403, 404
Tarkastus 405, 406, 407, 408, 409
Tarkastus 410, 411, 412, 413, 414
Tarkastus 415, 416, 417, 418, 419
Tarkastus 420, 421, 422, 423, 424
Tarkastus 425, 426, 427, 428, 429
Tarkastus 430, 431, 432, 433, 434
Tarkastus 435, 436, 437, 438, 439
Tarkastus 440, 441, 442, 443, 444
Tarkastus 445, 446, 447, 448, 449
Tarkastus 450, 451, 452, 453, 454
Tarkastus 455, 456, 457, 458, 459
Tarkastus 460, 461, 462, 463, 464
Tarkastus 465, 466, 467, 468, 469
Tarkastus 470, 471, 472, 473, 474
Tarkastus 475, 476, 477, 478, 479
Tarkastus 480, 481, 482, 483, 484
Tarkastus 485, 486, 487, 488, 489
Tarkastus 490, 491, 492, 493, 494
Tarkastus 495, 496, 497, 498, 499
Tarkastus 500, 501, 502, 503, 504
Tarkastus 505, 506, 507, 508, 509
Tarkastus 510, 511, 512, 513, 514
Tarkastus 515, 516, 517, 518, 519
Tarkastus 520, 521, 522, 523, 524
Tarkastus 525, 526, 527, 528, 529
Tarkastus 530, 531, 532, 533, 534
Tarkastus 535, 536, 537, 538, 539
Tarkastus 540, 541, 542, 543, 544
Tarkastus 545, 546, 547, 548, 549
Tarkastus 550, 551, 552, 553, 554
Tarkastus 555, 556, 557, 558, 559
Tarkastus 560, 561, 562, 563, 564
Tarkastus 565, 566, 567, 568, 569
Tarkastus 570, 571, 572, 573, 574
Tarkastus 575, 576, 577, 578, 579
Tarkastus 580, 581, 582, 583, 584
Tarkastus 585, 586, 587, 588, 589
Tarkastus 590, 591, 592, 593, 594
Tarkastus 595, 596, 597, 598, 599
Tarkastus 600, 601, 602, 603, 604
Tarkastus 605, 606, 607, 608, 609
Tarkastus 610, 611, 612, 613, 614
Tarkastus 615, 616, 617, 618, 619
Tarkastus 620, 621, 622, 623, 624
Tarkastus 625, 626, 627, 628, 629
Tarkastus 630, 631, 632, 633, 634
Tarkastus 635, 636, 637, 638, 639
Tarkastus 640, 641, 642, 643, 644
Tarkastus 645, 646, 647, 648, 649
Tarkastus 650, 651, 652, 653, 654
Tarkastus 655, 656, 657, 658, 659
Tarkastus 660, 661, 662, 663, 664
Tarkastus 665, 666, 667, 668, 669
Tarkastus 670, 671, 672, 673, 674
Tarkastus 675, 676, 677, 678, 679
Tarkastus 680, 681, 682, 683, 684
Tarkastus 685, 686, 687, 688, 689
Tarkastus 690, 691, 692, 693, 694
Tarkastus 695, 696, 697, 698, 699
Tarkastus 700, 701, 702, 703, 704
Tarkastus 705, 706, 707, 708, 709
Tarkastus 710, 711, 712, 713, 714
Tarkastus 715, 716, 717, 718, 719
Tarkastus 720, 721, 722, 723, 724
Tarkastus 725, 726, 727, 728, 729
Tarkastus 730, 731, 732, 733, 734
Tarkastus 735, 736, 737, 738, 739
Tarkastus 740, 741, 742, 743, 744
Tarkastus 745, 746, 747, 748, 749
Tarkastus 750, 751, 752, 753, 754
Tarkastus 755, 756, 757, 758, 759
Tarkastus 760, 761, 762, 763, 764
Tarkastus 765, 766, 767, 768, 769
Tarkastus 770, 771, 772, 773, 774
Tarkastus 775, 776, 777, 778, 779
Tarkastus 780, 781, 782, 783, 784
Tarkastus 785, 786, 787, 788, 789
Tarkastus 790, 791, 792, 793, 794
Tarkastus 795, 796, 797, 798, 799
Tarkastus 800, 801, 802, 803, 804
Tarkastus 805, 806, 807, 808, 809
Tarkastus 810, 811, 812, 813, 814
Tarkastus 815, 816, 817, 818, 819
Tarkastus 820, 821, 822, 823, 824
Tarkastus 825, 826, 827, 828, 829
Tarkastus 830, 831, 832, 833, 834
Tarkastus 835, 836, 837, 838, 839
Tarkastus 840, 841, 842, 843, 844
Tarkastus 845, 846, 847, 848, 849
Tarkastus 850, 851, 852, 853, 854
Tarkastus 855, 856, 857, 858, 859
Tarkastus 860, 861, 862, 863, 864
Tarkastus 865, 866, 867, 868, 869
Tarkastus 870, 871, 872, 873, 874
Tarkastus 875, 876, 877, 878, 879
Tarkastus 880, 881, 882, 883, 884
Tarkastus 885, 886, 887, 888, 889
Tarkastus 890, 891, 892, 893, 894
Tarkastus 895, 896, 897, 898, 899
Tarkastus 900, 901, 902, 903, 904
Tarkastus 905, 906, 907, 908, 909
Tarkastus 910, 911, 912, 913, 914
Tarkastus 915, 916, 917, 918, 919
Tarkastus 920, 921, 922, 923, 924
Tarkastus 925, 926, 927, 928, 929
Tarkastus 930, 931, 932, 933, 934
Tarkastus 935, 936, 937, 938, 939
Tarkastus 940, 941, 942, 943, 944
Tarkastus 945, 946, 947, 948, 949
Tarkastus 950, 951, 952, 953, 954
Tarkastus 955, 956, 957, 958, 959
Tarkastus 960, 961, 962, 963, 964
Tarkastus 965, 966, 967, 968, 969
Tarkastus 970, 971, 972, 973, 974
Tarkastus 975, 976, 977, 978, 979
Tarkastus 980, 981, 982, 983, 984
Tarkastus 985, 986, 987, 988, 989
Tarkastus 990, 991, 992, 993, 994
Tarkastus 995, 996, 997, 998, 999
Tarkastus 1000, 1001, 1002, 1003, 1004
Tarkastus 1005, 1006, 1007, 1008, 1009
Tarkastus 1010, 1011, 1012, 1013, 1014
Tarkastus 1015, 1016, 1017, 1018, 1019
Tarkastus 1020, 1021, 1022, 1023, 1024
Tarkastus 1025, 1026, 1027, 1028, 1029
Tarkastus 1030, 1031, 1032, 1033, 1034
Tarkastus 1035, 1036, 1037, 1038, 1039
Tarkastus 1040, 1041, 1042, 1043, 1044
Tarkastus 1045, 1046, 1047, 1048, 1049
Tarkastus 1050, 1051, 1052, 1053, 1054
Tarkastus 1055, 1056, 1057, 1058, 1059
Tarkastus 1060, 1061, 1062, 1063, 1064
Tarkastus 1065, 1066, 1067, 1068, 1069
Tarkastus 1070, 1071, 1072, 1073, 1074
Tarkastus 1075, 1076, 1077, 1078, 1079
Tarkastus 1080, 1081, 1082, 1083, 1084
Tarkastus 1085, 1086, 1087, 1088, 1089
Tarkastus 1090, 1091, 1092, 1093, 1094
Tarkastus 1095, 1096, 1097, 1098, 1099
Tarkastus 1100, 1101, 1102, 1103, 1104
Tarkastus 1105, 1106, 1107, 1108, 1109
Tarkastus 1110, 1111, 1112, 1113, 1114
Tarkastus 1115, 1116, 1117, 1118, 1119
Tarkastus 1120, 1121, 1122, 1123, 1124
Tarkastus 1125, 1126, 1127, 1128, 1129
Tarkastus 1130, 1131, 1132, 1133, 1134
Tarkastus 1135, 1136, 1137, 1138, 1139
Tarkastus 1140, 1141, 1142, 1143, 1144
Tarkastus 1145, 1146, 1147, 1148, 1149
Tarkastus 1150, 1151, 1152, 1153, 1154
Tarkastus 1155, 1156, 1157, 1158, 1159
Tarkastus 1160, 1161, 1162, 1163, 1164
Tarkastus 1165, 1166, 1167, 1168, 1169
Tarkastus 1170, 1171, 1172, 1173, 1174
Tarkastus 1175, 1176, 1177, 1178, 1179
Tarkastus 1180, 1181, 1182, 1183, 1184
Tarkastus 1185, 1186, 1187, 1188, 1189
Tarkastus 1190, 1191, 1192, 1193, 1194
Tarkastus 1195, 1196, 1197, 1198, 1199
Tarkastus 1200, 1201, 1202, 1203, 1204
Tarkastus 1205, 1206, 1207, 1208, 1209
Tarkastus 1210, 1211, 1212, 1213, 1214
Tarkastus 1215, 1216, 1217, 1218, 1219
Tarkastus 1220, 1221, 1222, 1223, 1224
Tarkastus 1225, 1226, 1227, 1228, 1229
Tarkastus 1230, 1231, 1232, 1233, 1234
Tarkastus 1235, 1236, 1237, 1238, 1239
Tarkastus 1240, 1241, 1242, 1243, 1244
Tarkastus 1245, 1246, 1247, 1248, 1249
Tarkastus 1250, 1251, 1252, 1253, 1254
Tarkastus 1255, 1256, 1257, 1258, 1259
Tarkastus 1260, 1261, 1262, 1263, 1264
Tarkastus 1265, 1266, 1267, 1268, 1269
Tarkastus 1270, 1271, 1272, 1273, 1274
Tarkastus 1275, 1276, 1277, 1278, 1279
Tarkastus 1280, 1281, 1282, 1283, 1284
Tarkastus 1285, 1286, 1287, 1288, 1289
Tarkastus 1290, 1291, 1292, 1293, 1294
Tarkastus 1295, 1296, 1297, 1298, 1299
Tarkastus 1300, 1301, 1302, 1303, 1304
Tarkastus 1305, 1306, 1307, 1308, 1309
Tarkastus 1310, 1311, 1312, 1313, 1314
Tarkastus 1315, 1316, 1317, 1318, 1319
Tarkastus 1320, 1321, 1322, 1323, 1324
Tarkastus 1325, 1326, 1327, 1328, 1329
Tarkastus 1330, 1331, 1332, 1333, 1334
Tarkastus 1335, 1336, 1337, 1338, 1339
Tarkastus 1340, 1341, 1342, 1343, 1344
Tarkastus 1345, 1346, 1347, 1348, 1349
Tarkastus 1350, 1351, 1352, 1353, 1354
Tarkastus 1355, 1356, 1357, 1358, 1359
Tarkastus 1360, 1361, 1362, 1363, 1364
Tarkastus 1365, 1366, 1367, 1368, 1369
Tarkastus 1370, 1371, 1372, 1373, 1374
Tarkastus 1375, 1376, 1377, 1378, 1379
Tarkastus 1380, 1381, 1382, 1383, 1384
Tarkastus 1385, 1386, 1387, 1388, 1389
Tarkastus 1390, 1391, 1392, 1393, 1394
Tarkastus 1395, 1396, 1397, 1398, 1399
Tarkastus 1400, 1401, 1402, 1403, 1404
Tarkastus 1405, 1406, 1407, 1408, 1409
Tarkastus 1410, 1411, 1412, 1413, 1414
Tarkastus 1415, 1416, 1417, 1418, 1419
Tarkastus 1420, 1421, 1422, 1423, 1424
Tarkastus 1425, 1426, 1427, 1428, 1429
Tarkastus 1430, 1431, 1432, 1433, 1434
Tarkastus 1435, 1436, 1437, 1438, 1439
Tarkastus 1440, 1441, 1442, 1443, 1444
Tarkastus 1445, 1446, 1447, 1448, 1449
Tarkastus 1450, 1451, 1452, 1453, 1454
Tarkastus 1455, 1456, 1457, 1458, 1459
Tarkastus 1460, 1461, 1462, 1463, 1464
Tarkastus 1465, 1466, 1467, 1468, 1469
Tarkastus 1470, 1471, 1472, 1473, 1474
Tarkastus 1475, 1476, 1477, 1478, 1479
Tarkastus 1480, 1481, 1482, 1483, 1484
Tarkastus 1485, 1486, 1487, 1488, 1489
Tarkastus 1490, 1491, 1492, 1493, 1494
Tarkastus 1495, 1496, 1497, 1498, 1499
Tarkastus 1500, 1501, 1502, 1503, 1504
Tarkastus 1505, 1506, 1507, 1508, 1509
Tarkastus 1510, 1511, 1512, 1513, 1514
Tarkastus 1515, 1516, 1517, 1518, 1519
Tarkastus 1520, 1521, 1522, 1523, 1524
Tarkastus 1525, 1526, 1527, 1528, 1529
Tarkastus 1530, 1531, 1532, 1533, 1534
Tarkastus 1535, 1536, 1537, 1538, 1539
Tarkastus 1540, 1541, 1542, 1543, 1544
Tarkastus 1545, 1546, 1547, 1548, 1549
Tarkastus 1550, 1551, 1552, 1553, 1554
Tarkastus 1555, 1556, 1557, 1558, 1559
Tarkastus 1560, 1561, 1562, 1563, 1564
Tarkastus 1565, 1566, 1567, 1568, 1569
Tarkastus 1570, 1571, 1572, 1573, 1574
Tarkastus 1575, 1576, 1577, 1578, 1579
Tarkastus 1580, 1581, 1582, 1583, 1584
Tarkastus 1585, 1586, 1587, 1588, 1589
Tarkastus 1590, 1591, 1592, 1593, 1594
Tarkastus 1595, 1596, 1597, 1598, 1599
Tarkastus 1600, 1601, 1602, 1603, 1604
Tarkastus 1605, 1606, 1607, 1608, 1609
Tarkastus 1610, 1611, 1612, 1613, 1614
Tarkastus 1615, 1616, 1617, 1618, 1619
Tarkastus 1620, 1621, 1622, 1623, 1624
Tarkastus 1625, 1626, 1627, 1628, 1629
Tarkastus 1630, 1631, 1632, 1633, 1634
Tarkastus 1635, 1636, 1637, 1638, 1639
Tarkastus 1640, 1641, 1642, 1643, 1644
Tarkastus 1645, 1646, 1647, 1648, 1649
Tarkastus 1650, 1651, 1652, 1653, 1654
Tarkastus 1655, 1656, 1657, 1658, 1659
Tarkastus 1660, 1661, 1662, 1663, 1664
Tarkastus 1665, 1666, 1667, 1668, 1669
Tarkastus 1670, 1671, 1672, 1673, 1674
Tarkastus 1675, 1676, 1677, 1678, 1679
Tarkastus 1680, 1681, 1682, 1683, 1684
Tarkastus 1685, 1686, 1687, 1688, 1689
Tarkastus 1690, 1691, 1692, 1693, 1694
Tarkastus 1695, 1696, 1697, 1698, 1699
Tarkastus 1700, 1701, 1702, 1703, 1704
Tarkastus 1705, 1706, 1707, 1708, 1709
Tarkastus 1710, 1711, 1712, 1713, 1714
Tarkastus 1715, 1716, 1717, 1718, 1719
Tarkastus 1720, 1721, 1722, 1723, 1724
Tarkastus 1725, 1726, 1727, 1728, 1729
Tarkastus 1730, 1731, 1732, 1733, 1734
Tarkastus 1735, 1736, 1737, 1738, 1739
Tarkastus 1740, 1741, 1742, 1743, 1744
Tarkastus 1745, 1746, 1747, 1748, 1749
Tarkastus 1750, 1751, 1752, 1753, 1754
Tarkastus 1755, 1756, 1757, 1758, 1759
Tarkastus 1760, 1761, 1762, 1763, 1764
Tarkastus 1765, 1766, 1767, 1768, 1769
Tarkastus 1770, 1771, 1772, 1773, 1774
Tarkastus 1775, 1776, 1777, 1778, 1779
Tarkastus 1780, 1781, 1782, 1783, 1784
Tarkastus 1785, 1786, 1787, 1788, 1789
Tarkastus 1790, 1791, 1792, 1793, 1794
Tarkastus 1795, 1796, 1797, 1798, 1799
Tarkastus 1800, 1801, 1802, 1803, 1804
Tarkastus 1805, 1806, 1807, 1808, 1809
Tarkastus 1810, 1811, 1812, 1813, 1814
Tarkastus 1815, 181

LIITE 10: RAKENTEEEN MURTOTAVAN MÄÄRITYS

Materiaaliominaisuudet

Betoniteräksset:

Vanha

Uusi

$$f_{yk.1} := 400 \text{ MPa}$$

$$f_{yk.2} := 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$E_a := 200 \text{ GPa}$$

Betoni:

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\gamma_c := 1.35$$

$$E_{cm} := 33 \text{ GPa}$$

Rakenne

Vanhat teräksset:

$$\phi_{s1} := 22 \text{ mm}$$

$$k_1 := 115 \text{ mm}$$

$$A_{s1} := \left(\frac{\phi_{s1}}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{k_1}$$

$$A_{s1} = 3305.502 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_1 := 625 \text{ mm}$$

Uudet teräksset:

$$\phi_{s2} := 25 \text{ mm}$$

$$k_2 := 200 \text{ mm}$$

$$A_{s2} := \left(\frac{\phi_{s2}}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{k_2}$$

$$A_{s2} = 2454.369 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_2 := 700 \text{ mm}$$

Vahventamisen aikaiset kuormitukset

$$M_{s1s.1} := 299 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$I_1 := \frac{1}{12} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot \left(\frac{d_1}{0.9} \right)^3 = 2.791 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Betoniteräksen jännitys omasta painosta

$$\sigma_{s1s.1} := \frac{M_{s1s.1}}{I_1} \cdot (d_1 - 325 \text{ mm}) \cdot \frac{E_a}{E_{cm}}$$

$$\sigma_{s1s.1} = 19.479 \cdot \text{MPa}$$

Betoniteräksen venymä omasta painosta

$$\epsilon_{s1} := \frac{\sigma_{s1s.1}}{E_a}$$

$$\epsilon_{s1} = 0.0097 \cdot \%$$

Puristetun betonipinnan korkeus, kun teräkset saavuttavat myötölujuutensa

$$y_{\text{tot}} := \frac{A_{s1} \cdot f_{yd.1} + A_{s2} \cdot f_{yd.2}}{1000 \text{ mm} \cdot f_{cd}} \quad y_{\text{tot}} = 117.363 \cdot \text{mm}$$

Puristetun betonipinnan tehollinen korkeus ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$)

$$x_{\text{tot}} := \frac{y_{\text{tot}}}{0.8} \quad x_{\text{tot}} = 146.704 \cdot \text{mm}$$

Betonin murtopuristuma ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$)

$$\epsilon_{\text{cu.2}} := 0.35\%$$

Vanhojen terästen venymä betonin murtohetkellä

$$\epsilon_{s1.\text{lop}} := \epsilon_{\text{cu.2}} \cdot \left(\frac{d_1}{x_{\text{tot}}} - 1 \right) \quad \epsilon_{s1.\text{lop}} = 1.141 \cdot \%$$

Uusien terästen venymä betonin murtohetkellä

$$\epsilon_{s2.\text{lop}} := \epsilon_{\text{cu.2}} \cdot \left(\frac{d_2}{x_{\text{tot}}} - 1 \right) - \epsilon_{s1} \quad \epsilon_{s2.\text{lop}} = 1.3103 \cdot \%$$

Vanhojen terästen myötövenymä

$$\epsilon_{yd.1} := \frac{f_{yd.1}}{E_a} \quad \epsilon_{yd.1} = 0.174 \cdot \%$$

Uusien terästen myötövenymä

$$\epsilon_{yd.2} := \frac{f_{yd.2}}{E_a} \quad \epsilon_{yd.2} = 0.217 \cdot \%$$

Molemmat teräkset ylittävät myötövenymän, joten voidaan todeta, että murtotapa on sitkeä. Molempien terästen venymä kuitenkin ylittää NCCI2 mukaisen 1 % yläraja-arvon. Rakenne on näin ollen aliraudoitettu, eikä betonin murtopuristumaa pääse ainakaan teoriassa edes tapahtumaan.

LIITE 11: Vahvennetun poikkileikkauksen mitoitus kentässä

Betonin ominaisuudet

Leveys	Vanhan rakenteen korkeus	Pintalaatan korkeus	
$b := 1000\text{mm}$	$h_1 := 560\text{mm}$	$h_2 := 130\text{mm}$	$c_{\text{nom}} := 50\text{mm}$
$f_{\text{ck}.1} := 25\text{MPa}$	$f_{\text{ck}.2} := 35\text{MPa}$	$\alpha_{\text{cc}} := 0.85$	$\gamma_c := 1.35$
$f_{\text{cd}.1} := \alpha_{\text{cc}} \cdot \frac{f_{\text{ck}.1}}{\gamma_c} = 16 \cdot \text{MPa}$		$f_{\text{cd}.2} := \alpha_{\text{cc}} \cdot \frac{f_{\text{ck}.2}}{\gamma_c} = 22 \cdot \text{MPa}$	

Betoniterästen ominaisuudet

Vanhat teräsket:

$\phi_s := 22\text{mm}$	$k_s := 115\text{mm}$	$A_{\text{s.tot}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 \cdot \frac{1000\text{mm}}{k_s}$	
$d_s := h_1 + h_2 - c_{\text{nom}} - \frac{\phi_s}{2}$	$d_s = 629 \cdot \text{mm}$	$A_{\text{s.tot}} = 3306 \cdot \text{mm}^2$	$E_s := 200\text{GPa}$
$f_{\text{yk}} := 400\text{MPa}$	$\gamma_s := 1.15$	$f_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{yk}}}{\gamma_s}$	$f_{\text{yd}} = 348 \cdot \text{MPa}$

Betoniterästen vetovoima maksimissaan

$$T_s := A_{\text{s.tot}} \cdot f_{\text{yd}} \quad T_s = 1150 \cdot \text{kN}$$

Betonin puristuspuunnan korkeus

$$y := \frac{T_s}{b \cdot f_{\text{cd}.2}} \quad y = 52 \cdot \text{mm}$$

Momenttivarasi

$$z := d_s - \frac{y}{2} \quad z = 603 \cdot \text{mm}$$

Taivutuskestävyys

$$M_{\text{b.Rd}} := T_s \cdot z \quad M_{\text{b.Rd}} = 693 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Murtorajatilan kuormitus

$$M_{\text{uls}} := 554 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste

$$\eta_{\text{kenttä}} := \frac{M_{\text{uls}}}{M_{\text{b.Rd}}}$$

$$\eta_{\text{kenttä}} = 80 \cdot \%$$

LIITE 12: Vahvennetun poikkileikkauksen mitoitus tuella

Betonin ominaisuudet

$$b := 1000\text{mm}$$

$$h_1 := 660\text{mm}$$

$$h_2 := 130\text{mm}$$

$$c_{\text{nom}} := 50\text{mm}$$

$$f_{\text{ck}.1} := 25\text{MPa}$$

$$f_{\text{ck}.2} := 35\text{MPa}$$

$$\alpha_{\text{cc}} := 0.85$$

$$\gamma_c := 1.35$$

$$f_{\text{cd}.1} := \alpha_{\text{cc}} \cdot \frac{f_{\text{ck}.1}}{\gamma_c} = 16 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{cd}.2} := \alpha_{\text{cc}} \cdot \frac{f_{\text{ck}.2}}{\gamma_c} = 22 \cdot \text{MPa}$$

Betoniterästen ominaisuudet

$$\phi_{\text{s}.1} := 22\text{mm}$$

$$k_{\text{s}.1} := 115\text{mm}$$

$$A_{\text{s}.1} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{s}.1}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1000\text{mm}}{k_{\text{s}.1}}$$

$$d_{\text{s}.1} := h_1 - c_{\text{nom}} - \frac{\phi_{\text{s}.1}}{2}$$

$$d_{\text{s}.1} = 599 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\text{s}.1} = 3306 \cdot \text{mm}^2$$

$$E_s := 200\text{GPa}$$

$$\phi_{\text{s}.2} := 25\text{mm}$$

$$k_{\text{s}.2} := 200\text{mm}$$

$$A_{\text{s}.2} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{\text{s}.2}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1000\text{mm}}{k_{\text{s}.2}}$$

$$d_{\text{s}.2} := h_1 + \frac{h_2}{2}$$

$$d_{\text{s}.2} = 725 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\text{s}.2} = 2454 \cdot \text{mm}^2$$

$$f_{\text{yk}.1} := 400\text{MPa}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{\text{yd}.1} := \frac{f_{\text{yk}.1}}{\gamma_s}$$

$$f_{\text{yd}.1} = 348 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{yk}.2} := 500\text{MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{\text{yd}.2} := \frac{f_{\text{yk}.2}}{\gamma_s}$$

$$f_{\text{yd}.2} = 435 \cdot \text{MPa}$$

Betoniterästen vetovoima maksimissaan

$$T_{\text{s}.1} := A_{\text{s}.1} \cdot f_{\text{yd}.1}$$

$$T_{\text{s}.1} = 1150 \cdot \text{kN}$$

$$T_{\text{s}.2} := A_{\text{s}.2} \cdot f_{\text{yd}.2}$$

$$T_{\text{s}.2} = 1067 \cdot \text{kN}$$

$$T_s := T_{\text{s}.1} + T_{\text{s}.2}$$

$$T_s = 2217 \cdot \text{kN}$$

Betonin puristuspinnan korkeus

$$y := \frac{T_s}{b \cdot f_{\text{cd}.1}}$$

$$y = 141 \cdot \text{mm}$$

Momenttivarsi

$$z_1 := d_{\text{s}.1} - \frac{y}{2}$$

$$z_1 = 529 \cdot \text{mm}$$

$$z_2 := d_{\text{s}.2} - \frac{y}{2}$$

$$z_2 = 655 \cdot \text{mm}$$

Taivutuskestävyys

$$M_{b,Rd} := T_{s,1} \cdot z_1 + T_{s,2} \cdot z_2 \quad M_{b,Rd} = 1306 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Murtorajatilan kuormitus

$$M_{uls} := 882 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste

$$n_{tuki} := \frac{M_{uls}}{M_{b,Rd}}$$

$$n_{tuki} = 68\%$$

LIITE 13: VÄLITUEN VAHVENNETUN RAKENTEEN LEIKKAUSMITOITUS

Rakenteiden geometriat

Laakerin poikkileikkausmitat

$$b_l := 300\text{mm}$$

$$h_l := 300\text{mm}$$

$$d_l := 0\text{mm}$$

Vanhan laatan mitat

$$h_l := 660\text{mm}$$

$$b := 1000\text{mm}$$

Pintalaatan korkeus

$$h_{pl} := 130\text{mm}$$

Vanhan laatan raudoitukset ja dimensiot

Pääteräksen halkaisija ja jakoväli

$$\phi_{pt.1} := 22\text{mm}$$

$$k_{pt.1} := 115\text{mm}$$

$$A_{s.pt.1} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{pt.1}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{k_{pt.1}}$$

$$A_{s.pt.1} = 3305.502 \cdot \text{mm}^2$$

Jakoteräksen halkaisija ja jakoväli

$$\phi_{jt.1} := 22\text{mm}$$

$$k_{jt.1} := 250\text{mm}$$

$$A_{s.jt.1} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{jt.1}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{k_{jt.1}}$$

$$A_{s.jt.1} = 1520.531 \cdot \text{mm}^2$$

Laatan betonipeitteen ominaisarvo

$$c_{nom.1} := 50\text{mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d_1 := h_l - c_{nom.1} - \frac{\phi_{pt.1}}{2}$$

$$d_1 = 599 \cdot \text{mm}$$

Uuden laatan raudoitukset ja dimensiot

Pääteräksen halkaisija ja jakoväli

$$\phi_{pt.2} := 25\text{mm}$$

$$k_{pt.2} := 200\text{mm}$$

$$A_{s.pt.2} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{pt.2}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{k_{pt.2}}$$

$$A_{s.pt.2} = 2454.369 \cdot \text{mm}^2$$

Jakoteräksen halkaisija ja jakoväli

$$\phi_{jt.2} := 25\text{mm}$$

$$k_{jt.2} := 200\text{mm}$$

$$A_{s.jt.2} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{jt.2}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{k_{jt.2}}$$

$$A_{s.jt.2} = 2454.369 \cdot \text{mm}^2$$

Laatan betonipeitteen ominaisarvo

$$c_{nom.2} := 50\text{mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d_2 := h_l + h_{pl} - c_{nom.2} - \frac{\phi_{pt.2}}{2}$$

$$d_2 = 727.5 \cdot \text{mm}$$

Kuormat

Mitoittava leikkausvoima

$$V_{uls} := 718\text{kN}$$

☑ Materiaalitiedot

Materiaalien ominaisuudetVanha betoni

Betonin puristuslujuus $f_{ck.1} := 30\text{MPa}$

Betonin vetolujuus $f_{l.ctk.0.05} := 2\text{MPa}$

Betonin osavarmuuskerroin $\gamma_c := 1.35$

Pitkäaikaisvaikutuskerroin $\alpha_{cc} := 0.85$

Betonin puristuslujuus $f_{cd.1} := \frac{f_{ck.1} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 18.889 \cdot \text{MPa}$

Betonin vetolujuus $f_{ctd.1} := \frac{f_{l.ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.481 \cdot \text{MPa}$

Painotettu vetolujuus $f_{ctd} := \frac{h_1 \cdot f_{ctd.1} + h_{pl} \cdot f_{ctd.2}}{h_1 + h_{pl}}$

Uusi betoni

Betonin puristuslujuus $f_{ck.2} := 35\text{MPa}$

Betonin vetolujuus $f_{2.ctk.0.05} := 2.2\text{MPa}$

Betonin osavarmuuskerroin $\gamma_c = 1.35$

Pitkäaikaisvaikutuskerroin $\alpha_{cc} = 0.85$

Betonin puristuslujuus $f_{cd.2} := \frac{f_{ck.2} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 22.037 \cdot \text{MPa}$

Betonin vetolujuus $f_{ctd.2} := \frac{f_{2.ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.63 \cdot \text{MPa}$

$f_{ctd} = 1.506 \cdot \text{MPa}$

Vanha betoniteräs

Teräksen vetolujuus $f_{yk.1} := 400\text{MPa}$

Teräksen kimmokerroin $E_s := 200\text{GPa}$

Teräksen osavarmuuskerroin $\gamma_s := 1.15$

Teräksen vetolujuus $f_{yd.1} := \frac{f_{yk.1}}{\gamma_s} = 347.83 \cdot \text{MPa}$

Uusi betoniteräs

Teräksen vetolujuus $f_{yk.2} := 500\text{MPa}$

Teräksen kimmokerroin $E_s = 200 \cdot \text{GPa}$

Teräksen osavarmuuskerroin $\gamma_s = 1.15$

Teräksen vetolujuus $f_{yd.2} := \frac{f_{yk.2}}{\gamma_s} = 434.78 \cdot \text{MPa}$

☑ Materiaalitiedot

Leikkausmitoitus

Geometrinen raudoitussuhde yhteensä

$$\rho := \min\left(\frac{A_{s.pt.1} + A_{s.pt.2}}{1000\text{mm} \cdot d_2}, 0.02\right) \quad \rho = 0.008$$

Aputermi

$$k := \max\left(\frac{1.6\text{m} - d_2}{m}, 0.8\right) \quad k = 0.873$$

Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys

$$V_{c.0} := 0.3k \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot b \cdot d_2 \cdot f_{ctd} \quad V_{c.0} = 400.266 \cdot \text{kN}$$

Käyttöaste leikkaukselle $n_{leik} := \frac{V_{uls}}{V_{c.0}} \quad n_{leik} = 179.381\%$

Ehto_{leikkaus} := $\begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } n_{leik} \leq 1 \\ \text{"Rakenteeseen tulee lisätä leikkausraudoitus"} & \text{otherwise} \end{cases}$

Ehto_{leikkaus} = "Rakenteeseen tulee lisätä leikkausraudoitus"

Leikkausraudoituksen huomiointi

Leikkausraudoitus (2-leikkeinen)

$$\phi_{haka} := 8\text{mm}$$

$$k_{haka} := 300\text{mm}$$

Haat yhteensä

$$A_{sv} := 2 \left(\frac{\phi_{haka}}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000\text{mm}}{k_{haka}}$$

$$A_{sv} = 335.103 \cdot \text{mm}^2$$

☒ Leikkausraudoitus

Betonin leikkauskestävyys

$$V_{Rd,c} := 0.5b \cdot d_2 \cdot f_{ctd}$$

$$V_{Rd,c} = 547.757 \cdot \text{kN}$$

Hakaraudoituksen ala

$$A_{sv} = 335.103 \cdot \text{mm}^2$$

Hakaraudoituksen lujuus

$$f_{wk} := 400\text{MPa}$$

$$f_{wd} := \frac{f_{wk}}{\gamma_s} = 347.826 \cdot \text{MPa}$$

Leikkausraudoituksen kulma

$$\alpha := 45\text{deg}$$

Leikkausraudoituksen kestävyys

$$V_{Rd,s} := 0.9 \cdot \frac{A_{sv}}{k_{haka}} \cdot d_2 \cdot f_{wd} \cdot (\sin(\alpha) + \cos(\alpha)) = 359.758 \cdot \text{kN}$$

Leikkauskestävyys raudoitetulle rakenteelle

$$V_{Rd,tot} := V_{Rd,s} + 0.8 \cdot V_{Rd,c} = 797.963 \cdot \text{kN}$$

☒ Leikkausraudoitus

Käyttöaste leikkaukselle

$$\eta_{leik,tot} := \frac{V_{uls}}{V_{Rd,tot}}$$

$$\eta_{leik,tot} = 89.979\%$$

$$\text{Ehto}_{leikkaus,tot} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \eta_{leik,tot} \leq 1 \\ \text{"Leikkausraudoitusta lisättävä"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Ehto}_{leikkaus,tot} = \text{"OK!"}$$

LIITE 14: VAHVENNETUN POIKKILEIKKAUKSEN LÄVISTYS VÄLITUELLA

Rakenteiden geometriat

Laakerin poikkileikkauksen muoto

Muoto :=
"Suorakaide" ▼

Laakerin poikkileikkausmitat

$b_l := 300\text{mm}$

$h_l := 300\text{mm}$

$d_l := 0\text{mm}$

Vanhan laatan korkeus

$h_l := 690\text{mm}$

Pintalaatan korkeus

$h_{pl} := 100\text{mm}$

Vanhan laatan raudoitukset ja dimensiot

Pääteräksen halkaisija ja jakoväli

$\phi_{pt.1} := 22\text{mm}$

$k_{pt.1} := 115\text{mm}$

$$A_{s.pt.1} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{pt.1}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{k_{pt.1}}$$

$$A_{s.pt.1} = 3305.5 \cdot \text{mm}^2$$

Jakoteräksen halkaisija ja jakoväli

$\phi_{jt.1} := 22\text{mm}$

$k_{jt.1} := 250\text{mm}$

$$A_{s.jt.1} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{jt.1}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{k_{jt.1}}$$

$$A_{s.jt.1} = 1520.53 \cdot \text{mm}^2$$

Laatan betonipeitteen ominaisarvo

$c_{nom.1} := 50\text{mm}$

Tehollinen korkeus

$$d_1 := h_l - c_{nom.1} - \frac{\phi_{pt.1}}{2}$$

$$d_1 = 629 \cdot \text{mm}$$

Uuden laatan raudoitukset ja dimensiot

Pääteräksen halkaisija ja jakoväli

$\phi_{pt.2} := 25\text{mm}$

$k_{pt.2} := 200\text{mm}$

$$A_{s.pt.2} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{pt.2}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{k_{pt.2}}$$

$$A_{s.pt.2} = 2454.37 \cdot \text{mm}^2$$

Jakoteräksen halkaisija ja jakoväli

$\phi_{jt.2} := 20\text{mm}$

$k_{jt.2} := 200\text{mm}$

$$A_{s.jt.2} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{jt.2}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1\text{m}}{k_{jt.2}}$$

$$A_{s.jt.2} = 1570.8 \cdot \text{mm}^2$$

Laatan betonipeitteen ominaisarvo

$c_{nom.2} := 50\text{mm}$

Tehollinen korkeus

$$d_2 := h_l + h_{pl} - c_{nom.2} - \frac{\phi_{pt.2}}{2}$$

$$d_2 = 727.5 \cdot \text{mm}$$

Kuormat

Mitoittava lävistysvoima

$R_{uls} := 2066\text{kN}$

☒ Materiaalitiedot

Materiaalien ominaisuudet

Vanha betoni

Betonin puristuslujuus	$f_{ck.1} := 30\text{MPa}$
Betonin vetolujuus	$f_{l.ctk.0.05} := 2\text{MPa}$
Betonin osavarmuuskerroin	$\gamma_c := 1.35$
Pitkäaikaisvaikutuskerroin	$\alpha_{cc} := 0.85$

$$\begin{aligned} \text{Betonin puristuslujuus} \quad f_{cd.1} &:= \frac{f_{ck.1} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 18.89 \cdot \text{MPa} \\ \text{Betonin vetolujuus} \quad f_{ctd.1} &:= \frac{f_{l.ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.48 \cdot \text{MPa} \\ \text{Tehollinen vetolujuus} \quad f_{ctd} &:= \frac{h_1 \cdot f_{ctd.1} + h_{pl} \cdot f_{ctd.2}}{h_1 + h_{pl}} \end{aligned}$$

Uusi betoni

Betonin puristuslujuus	$f_{ck.2} := 35\text{MPa}$
Betonin vetolujuus	$f_{2.ctk.0.05} := 2.2\text{MPa}$
Betonin osavarmuuskerroin	$\gamma_c = 1.35$
Pitkäaikaisvaikutuskerroin	$\alpha_{cc} = 0.85$

$$\begin{aligned} \text{Betonin puristuslujuus} \quad f_{cd.2} &:= \frac{f_{ck.2} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 22.04 \cdot \text{MPa} \\ \text{Betonin vetolujuus} \quad f_{ctd.2} &:= \frac{f_{2.ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.63 \cdot \text{MPa} \\ f_{ctd} &= 1.5 \cdot \text{MPa} \end{aligned}$$

Vanha betoniteräs

Teräksen vetolujuus	$f_{yk.1} := 400\text{MPa}$
Teräksen kimmokerroin	$E_s := 200\text{GPa}$
Teräksen osavarmuuskerroin	$\gamma_s := 1.15$
Teräksen vetolujuus	$f_{yd.1} := \frac{f_{yk.1}}{\gamma_s} = 347.83 \cdot \text{MPa}$

Uusi betoniteräs

Teräksen vetolujuus	$f_{yk.2} := 500\text{MPa}$
Teräksen kimmokerroin	$E_s = 200 \cdot \text{GPa}$
Teräksen osavarmuuskerroin	$\gamma_s = 1.15$
Teräksen vetolujuus	$f_{yd.2} := \frac{f_{yk.2}}{\gamma_s} = 434.78 \cdot \text{MPa}$

☒ Materiaalitiedot

☒ Lävistysmitoitus

Lävistysmitoitus

Raudoitussuhteet rakenteen eri suunnissa

$$\rho_x := \frac{A_{s.pt.1} + A_{s.pt.2}}{1000\text{mm} \cdot d_2} \quad \rho_x = 0.79\% \quad \rho_y := \frac{A_{s.jt.1} + A_{s.jt.2}}{1000\text{mm} \cdot d_2} \quad \rho_y = 0.42\%$$

Geometrinen raudoitussuhde yhteensä $\rho := \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.58\%$ Ehto := $\begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \rho \leq 0.8\% \\ \text{"EI OK!"} & \text{otherwise} \end{cases}$

Ehto = "OK!"

Aputermi $k := \max\left(\frac{1.6\text{m} - d_2}{m}, 1\right) = 1$

Tuen reunasta etäisyydellä 0,5d olevan alueen pinta-ala

$$A_u := \begin{cases} [(b_1 + d_2) \cdot (h_1 + d_2)] & \text{if Muoto} = \text{"Suorakaide"} \\ \left[\left(\frac{d_1 + d_2}{2}\right)^2 \cdot \pi\right] & \text{if Muoto} = \text{"Ympyrä"} \end{cases} \quad A_u = 1.06 \text{m}^2$$

Tuen reunasta etäisyydellä 0,5d olevan alueen piiri

$$u := \begin{cases} [2 \cdot (b_1 + d_2 + h_1 + d_2)] & \text{if Muoto} = \text{"Suorakaide"} \\ [(d_1 + d_2) \cdot \pi] & \text{if Muoto} = \text{"Ympyrä"} \end{cases} \quad u = 4110 \cdot \text{mm}$$

Aputermi (e=0)

$$\beta := 0.4$$

Leikkausraudoittamattoman rakenteen lävistyskestävyys

$$V_{Rd,c} := k \cdot \beta \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot u \cdot d_2 \cdot f_{ctd} = 2314.66 \cdot \text{kN}$$

▣ Lävistysmitoitus

Käyttöaste lävistykselle

$$n_{l\ddot{a}v} := \frac{R_{uls}}{V_{Rd,c}}$$

$$n_{l\ddot{a}v} = 89.26\%$$

Ehto_{lävistys} := "OK!" if $n_{l\ddot{a}v} \leq 1$

$$\text{Ehto}_{l\ddot{a}vistys} = \text{"OK!"}$$

"Rakenteeseen tulee lisätä lävistysraudoitus" otherwise

LIITE 15: PINTALAATAN KUTISTUMAN MÄÄRITTÄMINEN

Kutistuma lasketaan liikenneviraston ohjeen NCCI2 (16.9.2014) liitteen 1 mukaisesti

t = Betonin ikä tarkasteluhetkellä vuorokausina [1]
 t_s = Betonin ikä vuorokausina kuivumiskutistumisen alkaessa (yleensä jälkihoitoajan pituus ~6d) [1]
 h_0 = Poikkileikkauksen muunnettu paksuus [mm]
 Sementti = Syötä muodossa "N" tai "R" tai "S"
 f_{cm} = Betonin lieriölujuuden keskiarvo [MPa]
 f_{ck} = Betonin lieriölujuuden keskiarvo 28vrk ikäisenä [MPa]
 RH = Ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina [1]

Betonirakenteen kuivumiskutistuma on muotoa $\epsilon_{cd}(t, t_s, h_0, \text{sementti}, f_{cm}, RH) =$

Betonirakenteen sisäinen kutistuma on muotoa $\epsilon_{ca}(t, f_{ck}) =$

Rakenteen kokonaiskutistuma on muotoa $\epsilon_{cs}(t, t_s, h_0, \text{sementti}, f_{ck}, f_{cm}, RH) =$

Kuivumiskutistuman laskenta

$\epsilon_{cd}(t, t_s, h_0, \text{sementti}, f_{cm}, RH) :=$ "Betonirakenteen kuivumiskutistuman laskeminen"

```

k_h ← 1 if h_0 ≤ 100mm
      1 - ( (h_0 - 100mm) / mm ) · 0.0015 if 100mm < h_0 ≤ 200mm
      0.85 - ( (h_0 - 200mm) / mm ) · 0.001 if 200mm < h_0 ≤ 300mm
      0.75 - ( (h_0 - 300mm) / mm ) · 0.00025 if 300mm < h_0 ≤ 500mm
      0.7 otherwise

β_ds ← (t - t_s) / ( (t - t_s) + 0.04 · √( (h_0 / mm)^3 ) )

α_ds1 ← 3 if sementti = "S"
        4 if sementti = "N"
        6 if sementti = "R"
        "ERROR" otherwise

α_ds2 ← 0.13 if sementti = "S"
        0.12 if sementti = "N"
        0.11 if sementti = "R"
        "ERROR" otherwise

ε_cd.0 ← 0.85 · [ (220 + 110 · α_ds1) · e^(-α_ds2 · f_cm / 10MPa) ] · 1.55 · [ 1 - (RH / 100)^3 ] · 10^-6

Tulos ← β_ds · k_h · ε_cd.0
return Tulos
    
```

Sisäisen kutistuman laskenta

```

 $\epsilon_{ca}(t, f_{ck}) :=$ 
  "Betonirakenteen sisäisen kutistuman laskeminen"
   $\beta_{as} \leftarrow 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{t}}$ 
   $Tulos \leftarrow \beta_{as} \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck} - 10 \text{ MPa}}{\text{MPa}} \right) \cdot 10^{-6}$ 
  return Tulos

```

Kokonaiskutistuma

$\epsilon_{cs}(t, t_s, h_0, \text{sementti}, f_{ck}, f_{cm}, RH) := \epsilon_{cd}(t, t_s, h_0, \text{sementti}, f_{cm}, RH) + \epsilon_{ca}(t, f_{ck})$

Vahventamiskohteen kutistuman laskelmat

Kuivumiskutistuma

$\epsilon_{cd}(30000, 6, 260 \text{ mm}, "N", 43 \text{ MPa}, 80) = 0.0199 \cdot \%$

Sisäinen kutistuma

$\epsilon_{ca}(30000, 35 \text{ MPa}) = 0.00625 \cdot \%$

Kokonaiskutistuma

$\epsilon_{cs}(30000, 6, 260 \text{ mm}, "N", 35 \text{ MPa}, 43 \text{ MPa}, 80) = 0.0261 \cdot \%$

LIITE 16: KUTISTUMAN AIHEUTTAMAT RASITUKSET KENTÄSSÄ

Materiaaliominaisuudet

Vanha betoni

$$f_{ck.1} := 25 \text{ MPa}$$

Uusi betoni

$$f_{ck.2} := 35 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 22 \text{ GPa} \cdot \left(\frac{f_{ck.2} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} = 34.077 \cdot \text{GPa}$$

Betoniteräket

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

$$\varphi := 2$$

Jäykkyysien suhde

$$\alpha_s := \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$$E_{cp} := \frac{E_{cm}}{1 + 0.5 \cdot \varphi}$$

$$E_{cp} = 17.039 \cdot \text{GPa}$$

Poikkileikkaus

$$b_1 := 1000 \text{ mm}$$

$$h_1 := 560 \text{ mm}$$

$$y_{0.c.1} := \frac{h_1}{2}$$

$$A_1 := b_1 \cdot h_1$$

$$\phi_1 := 22 \text{ mm}$$

$$k_1 := 115 \text{ mm}$$

$$y_{0.s.1} := 0.9 \cdot h_1$$

$$A_{s.1} := \left(\frac{\phi_1}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1 \text{ m}}{k_1}$$

$$b_2 := 1000 \text{ mm}$$

$$h_2 := 130 \text{ mm}$$

$$y_{0.c.2} := h_1 + \frac{h_2}{2}$$

$$A_2 := b_2 \cdot h_2$$

$$\phi_2 := 25 \text{ mm}$$

$$k_2 := 200 \text{ mm}$$

$$y_{0.s.2} := h_1 + \frac{h_2}{2}$$

$$A_{s.2} := \left(\frac{\phi_2}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1 \text{ m}}{k_2}$$

Poikkileikkaussuureet

$$y_{0.1} := \frac{A_1 \cdot y_{0.c.1} + A_{s.1} \cdot y_{0.s.1} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right)}{A_1 + A_{s.1} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right)} \quad y_{0.1} = 287.29 \cdot \text{mm}$$

$$I_1 := \frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_1^3 + A_1 \cdot (y_{0.1} - y_{0.c.1})^2 + \left[\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_1}{2} \right)^4 \cdot \frac{1 \text{ m}}{k_1} + A_{s.1} \cdot (y_{0.s.1} - y_{0.1})^2 \right] \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right)$$

$$y_{0.2} := \frac{A_1 \cdot y_{0.c.1} + A_{s.1} \cdot y_{0.s.1} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right) + A_2 \cdot y_{0.c.2} + A_{s.2} \cdot y_{0.s.2} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right)}{A_1 + A_{s.1} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right) + A_2 + A_{s.2} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right)}$$

$$I_2 := \frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_1^3 + A_1 \cdot (y_{0.2} - y_{0.c.1})^2 + \left[\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_1}{2} \right)^4 \cdot \frac{1 \text{ m}}{k_1} + A_{s.1} \cdot (y_{0.s.1} - y_{0.2})^2 \right] \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right) \dots$$

$$+ \left[\frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot h_2^3 + A_2 \cdot (y_{0.2} - y_{0.c.2})^2 \right] + \left[\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_2}{2} \right)^4 \cdot \frac{1 \text{ m}}{k_2} + A_{s.2} \cdot (y_{0.s.2} - y_{0.2})^2 \right] \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right)$$

$$y_{0.1} = 287.29 \cdot \text{mm} \quad I_1 = 1.555 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4 \quad y_{0.2} = 354.562 \cdot \text{mm} \quad I_2 = 2.888 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Kutistuman arvo

$$\epsilon_{sh.1} := 0.0261\%$$

Kutistumaero

$$\epsilon_{sh} := \epsilon_{sh.1} - \frac{\epsilon_{sh.1} \cdot A_2}{A_1} \quad \epsilon_{sh} = 0.0200411\%$$

Vetojännitys pintalaatalle

$$\sigma_{0.sh.c} := \epsilon_{sh} \cdot E_{cp} = 3.415 \cdot \text{MPa}$$

Epäkeskisyyys ja taivutusrasitus

$$e_{sh} := y_{0.c.2} - y_{0.2} \quad e_{sh} = 270.438 \cdot \text{mm}$$

$$M_{sh} := \sigma_{0.sh.c} \cdot A_2 \cdot e_{sh} \quad M_{sh} = 0.12 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

Kutistuman sekundäärivaikutus

Betonin lämpölaajenemiskerroin

$$\alpha_c := 10 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{K}}$$

Lämpötilaero rakennemalliin

$$\Delta T_E := \frac{\epsilon_{sh.1} \cdot A_2 \cdot e_{sh} \cdot (h_1 + h_2)}{\alpha_c \cdot I_2} \quad \Delta T_E = 21.921 \text{ K}$$

Sekundäärinen taivutusrasitus kentässä

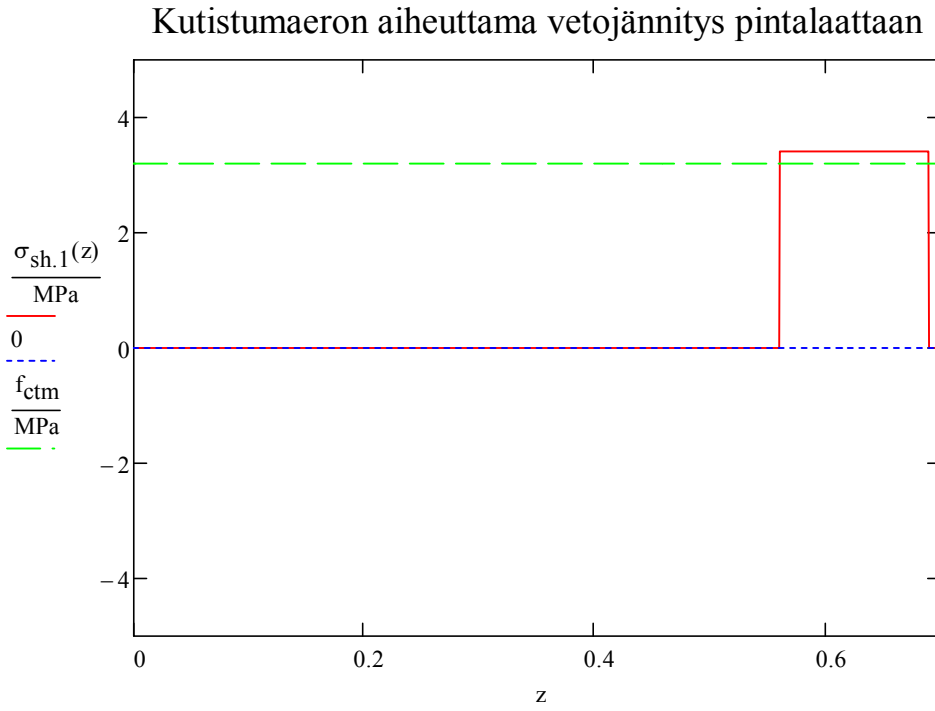
$$M_{sh.2} := 125 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vetojännitys pintalaatalle

$$\sigma_{sh.1}(z) := \begin{cases} \sigma_{0.sh.c} & \text{if } h_1 + h_2 \geq z > h_1 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Pintalaatan taivutusvetolujuus

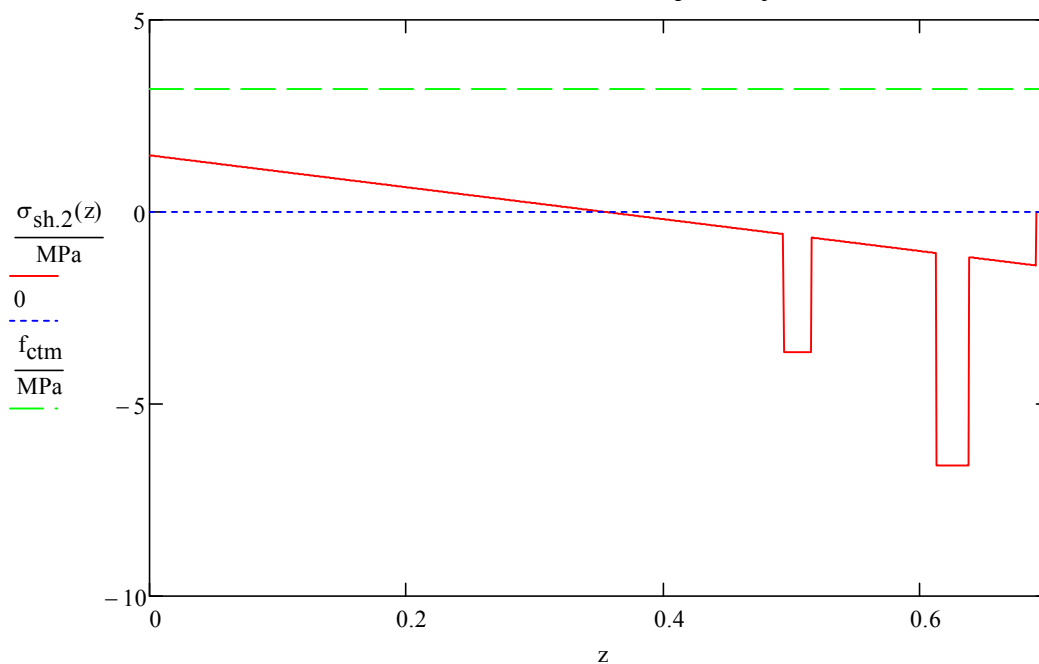
$$f_{ctm} := 3.2 \text{ MPa}$$



Taivutusjännitys liittopölkkeille

$$\sigma_{sh,2}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{sh}}{I_2} (y_{0,2} - z) \right] & \text{if } 0 \leq z < y_{0,s,1} - 11\text{mm} \\ \left[\frac{M_{sh}}{I_2} (y_{0,2} - y_{0,s,1}) \right] \cdot \alpha_s & \text{if } y_{0,s,1} - 11\text{mm} \leq z \leq y_{0,s,1} + 11\text{mm} \\ \left[\frac{M_{sh}}{I_2} (y_{0,2} - z) \right] & \text{if } y_{0,s,1} + 11\text{mm} < z \leq h_1 \\ \left[\frac{M_{sh}}{I_2} (y_{0,2} - z) \right] & \text{if } h_1 < z < y_{0,s,2} - 12.5\text{mm} \\ \left[\frac{M_{sh}}{I_2} (y_{0,2} - y_{0,s,2}) \right] \cdot \alpha_s & \text{if } y_{0,s,2} - 12.5\text{mm} \leq z \leq y_{0,s,2} + 12.5\text{mm} \\ \left[\frac{M_{sh}}{I_2} (y_{0,2} - z) \right] & \text{if } y_{0,s,2} + 12.5\text{mm} < z \leq h_1 + h_2 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

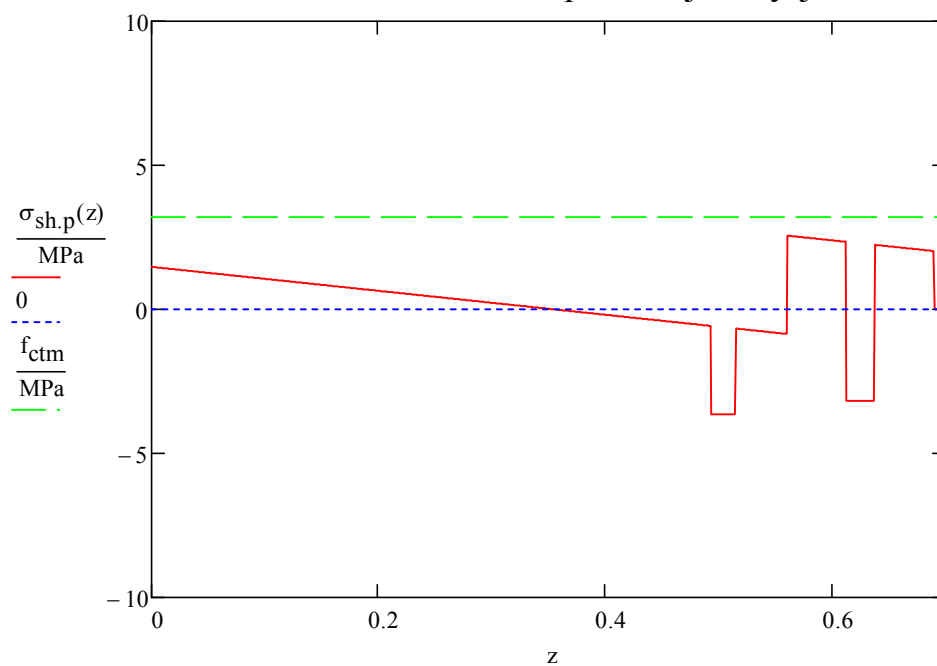
Kutistumaeron aiheuttama taivutusjännitys liittorakenteelle



Primäärinen rasitus yhteensä

$$\sigma_{sh,p}(z) := \sigma_{sh,1}(z) + \sigma_{sh,2}(z)$$

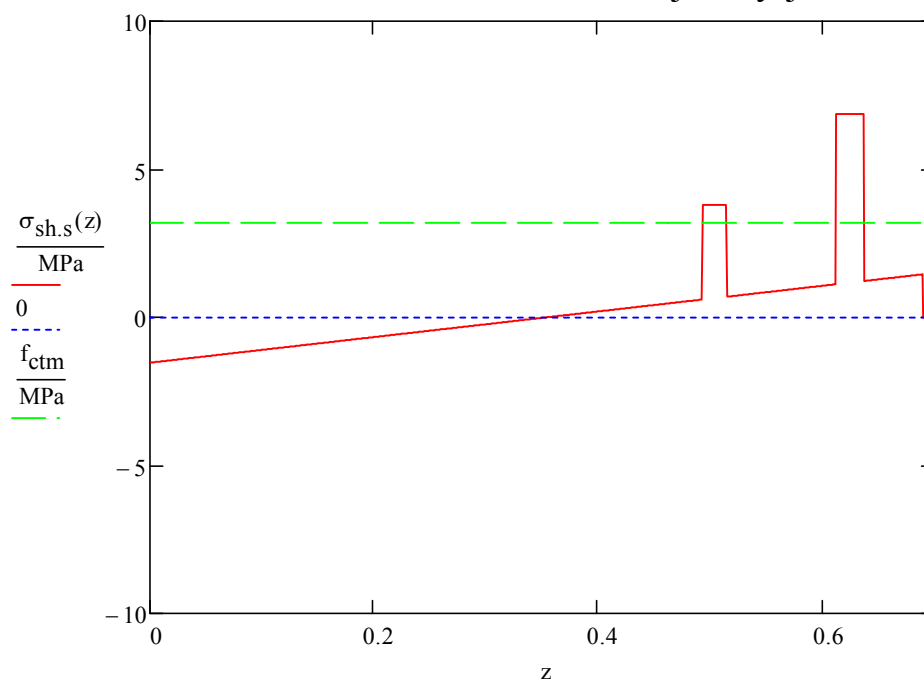
Kutistumaeron aiheuttama primäärijännitysjauma



Sekundäärinen taivutusjännitys liittopoikkileikkaukselle

$$\sigma_{sh.s}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{sh.2}}{I_2} (z - y_{0.2}) \right] & \text{if } 0 \leq z < y_{0.s.1} - 11\text{mm} \\ \left[\frac{M_{sh.2}}{I_2} (y_{0.s.1} - y_{0.2}) \right] \cdot \alpha_s & \text{if } y_{0.s.1} - 11\text{mm} \leq z \leq y_{0.s.1} + 11\text{mm} \\ \left[\frac{M_{sh.2}}{I_2} (z - y_{0.2}) \right] & \text{if } y_{0.s.1} + 11\text{mm} < z \leq h_1 \\ \left[\frac{M_{sh.2}}{I_2} (z - y_{0.2}) \right] & \text{if } h_1 < z < y_{0.s.2} - 12.5\text{mm} \\ \left[\frac{M_{sh.2}}{I_2} (y_{0.s.2} - y_{0.2}) \right] \cdot \alpha_s & \text{if } y_{0.s.2} - 12.5\text{mm} \leq z \leq y_{0.s.2} + 12.5\text{mm} \\ \left[\frac{M_{sh.2}}{I_2} (z - y_{0.2}) \right] & \text{if } y_{0.s.2} + 12.5\text{mm} < z \leq h_1 + h_2 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

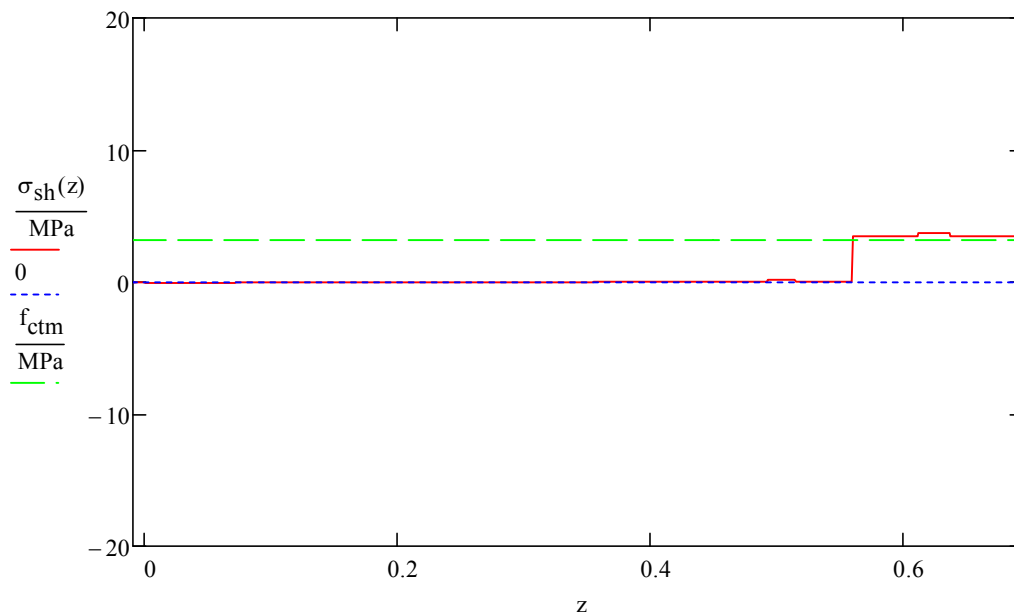
Kutistuman aiheuttama sekundäärijännitys jakauma



Yhdistetty jännitys liittopoikkileikkaukselle

$$\sigma_{sh}(z) := \sigma_{sh,1}(z) + \sigma_{sh,2}(z) + \sigma_{sh,s}(z)$$

Kutistuman aiheuttama kokonaisjännitys jakauma kentässä



$$\sigma_{sh}(h_1 + 1\text{mm}) = 3.45 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{sh}(h_1 + h_2) = 3.472 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctm} = 3.2 \cdot \text{MPa}$$

Taivutusvetolujuus ylitetään koko pintalaatan alueella, joten voidaan todeta pintalaatan halkeavan täysin. Näin ollen myös kutistuman vaikutukset vapautuvat pintalaatan haljettua.

Redusoidaan poikkileikkausta halkeilleelta osin

$$y_{0.2.red} := \frac{A_1 \cdot y_{0.c.1} + A_{s.1} \cdot y_{0.s.1} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right) + A_{s.2} \cdot y_{0.s.2} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right)}{A_1 + A_{s.1} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right) + A_{s.2} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right)}$$

$$I_{2.red} := \frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_1^3 + A_1 \cdot (y_{0.2.red} - y_{0.c.1})^2 + \left[\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_1}{2} \right)^4 \cdot \frac{1m}{k_1} + A_{s.1} \cdot (y_{0.s.1} - y_{0.2.red})^2 \right] \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right) \dots$$

$$+ \left[\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_2}{2} \right)^4 \cdot \frac{1m}{k_2} + A_{s.2} \cdot (y_{0.s.2} - y_{0.2.red})^2 \right] \cdot \alpha_s$$

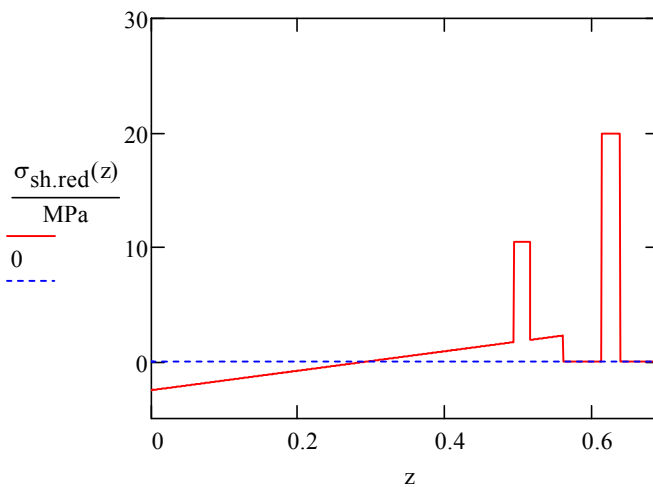
$$y_{0.2.red} = 295.257 \cdot \text{mm} \quad I_{2.red} = 1.715 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$\sigma_{0.sh.c} = 3.415 \cdot \text{MPa}$$

$$e_{sh.red} := y_{0.c.2} - y_{0.2.red} \quad e_{sh.red} = 329.743 \cdot \text{mm}$$

$$M_{sh.red} := \sigma_{0.sh.c} \cdot A_2 \cdot e_{sh.red} \quad M_{sh} = 0.12 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sh.red}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{sh.red}}{I_{2.red}} (z - y_{0.2.red}) \right] & \text{if } 0 \leq z < y_{0.s.1} - 11 \text{mm} \\ \left[\frac{M_{sh.red}}{I_{2.red}} (y_{0.s.1} - y_{0.2.red}) \right] \cdot \alpha_s & \text{if } y_{0.s.1} - 11 \text{mm} \leq z \leq y_{0.s.1} + 11 \text{mm} \\ \left[\frac{M_{sh.red}}{I_{2.red}} (z - y_{0.2.red}) \right] & \text{if } y_{0.s.1} + 11 \text{mm} < z \leq h_1 \\ \sigma_{0.sh.c} + \left[\frac{M_{sh.red}}{I_{2.red}} (y_{0.s.2} - y_{0.2.red}) \right] \cdot \alpha_s & \text{if } y_{0.s.2} - 12.5 \text{mm} \leq z \leq y_{0.s.2} + 12.5 \text{mm} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$



$$\sigma_{sh.red}(h_1 + 1 \text{mm}) = 0 \cdot \text{MPa}$$

LIITE 17: KUTISTUMAN AIHEUTTAMAT JÄNNITYKSET TUELLA

Materiaaliominaisuudet

Vanha betoni $f_{ck.1} := 25\text{MPa}$

Uusi betoni $f_{ck.2} := 35\text{MPa}$ $E_{cm} := 22\text{GPa} \cdot \left(\frac{f_{ck.2} + 8\text{MPa}}{10\text{MPa}} \right)^{0.3} = 34.077\text{GPa}$

Virumaluku $\varphi := 2$ Taivutusvetolujuus $f_{ctm} := 3.2\text{MPa}$

Betoniteräket $E_s := 200\text{GPa}$

Jäykkyyksien suhde $\alpha_s := \frac{E_s}{E_{cm}}$ $E_{cp} := \frac{E_{cm}}{1 + 0.5 \cdot \varphi}$ $E_{cp} = 17.039\text{GPa}$

Poikkileikkaus

$b_1 := 1000\text{mm}$ $h_1 := 660\text{mm}$ $y_{0.c.1} := \frac{h_1}{2}$ $A_1 := b_1 \cdot h_1$

$\phi_1 := 22\text{mm}$ $k_1 := 115\text{mm}$ $y_{0.s.1} := 0.9 \cdot h_1$ $A_{s.1} := \left(\frac{\phi_1}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1\text{m}}{k_1}$

$b_2 := 1000\text{mm}$ $h_2 := 130\text{mm}$ $y_{0.c.2} := h_1 + \frac{h_2}{2}$ $A_2 := b_2 \cdot h_2$

$\phi_2 := 25\text{mm}$ $k_2 := 200\text{mm}$ $y_{0.s.2} := h_1 + \frac{h_2}{2}$ $A_{s.2} := \left(\frac{\phi_2}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1\text{m}}{k_2}$

Poikkileikkaussuureet

$$y_{0.1} := \frac{A_1 \cdot y_{0.c.1} + A_{s.1} \cdot y_{0.s.1} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right)}{A_1 + A_{s.1} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right)} \quad y_{0.1} = 337.326\text{mm}$$

$$I_1 := \frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_1^3 + A_1 \cdot (y_{0.1} - y_{0.c.1})^2 + \left[\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_1}{2} \right)^4 \cdot \frac{1\text{m}}{k_1} + A_{s.1} \cdot (y_{0.s.1} - y_{0.1})^2 \right] \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right)$$

$$y_{0.2} := \frac{A_1 \cdot y_{0.c.1} + A_{s.1} \cdot y_{0.s.1} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right) + A_2 \cdot y_{0.c.2} + A_{s.2} \cdot y_{0.s.2} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right)}{A_1 + A_{s.1} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right) + A_2 + A_{s.2} \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right)}$$

$$I_2 := \frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_1^3 + A_1 \cdot (y_{0.2} - y_{0.c.1})^2 + \left[\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_1}{2} \right)^4 \cdot \frac{1\text{m}}{k_1} + A_{s.1} \cdot (y_{0.s.1} - y_{0.2})^2 \right] \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right) \dots$$

$$+ \left[\frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot h_2^3 + A_2 \cdot (y_{0.2} - y_{0.c.2})^2 \right] + \left[\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_2}{2} \right)^4 \cdot \frac{1\text{m}}{k_2} + A_{s.2} \cdot (y_{0.s.2} - y_{0.2})^2 \right] \cdot \left(\alpha_s - \frac{1}{\alpha_s} \right)$$

$$y_{0,1} = 337.326 \cdot \text{mm} \quad I_1 = 2.523 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4 \quad y_{0,2} = 405.165 \cdot \text{mm} \quad I_2 = 4.327 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Kutistuman arvo

$$\epsilon_{\text{sh},1} := 0.0261\%$$

Kutistumaero uuden ja vanhan rakenteen välillä

$$\epsilon_{\text{sh}} := \epsilon_{\text{sh},1} - \frac{\epsilon_{\text{sh},1} \cdot A_2}{A_1} \quad \epsilon_{\text{sh}} = 0.021 \cdot \%$$

Kutistumasta aiheutuva normaaliännitys

$$\sigma_{0,\text{sh},c} := \epsilon_{\text{sh}} \cdot E_{\text{cp}} = 3.571 \cdot \text{MPa}$$

Pintalaatan painopisteen etäisyys liittopoikkileikkauksen painopisteestä

$$e_{\text{sh}} := y_{0,c,2} - y_{0,2} \quad e_{\text{sh}} = 319.835 \cdot \text{mm}$$

Kutistuman aiheuttama primäärinen momentti poikkileikkaukselle

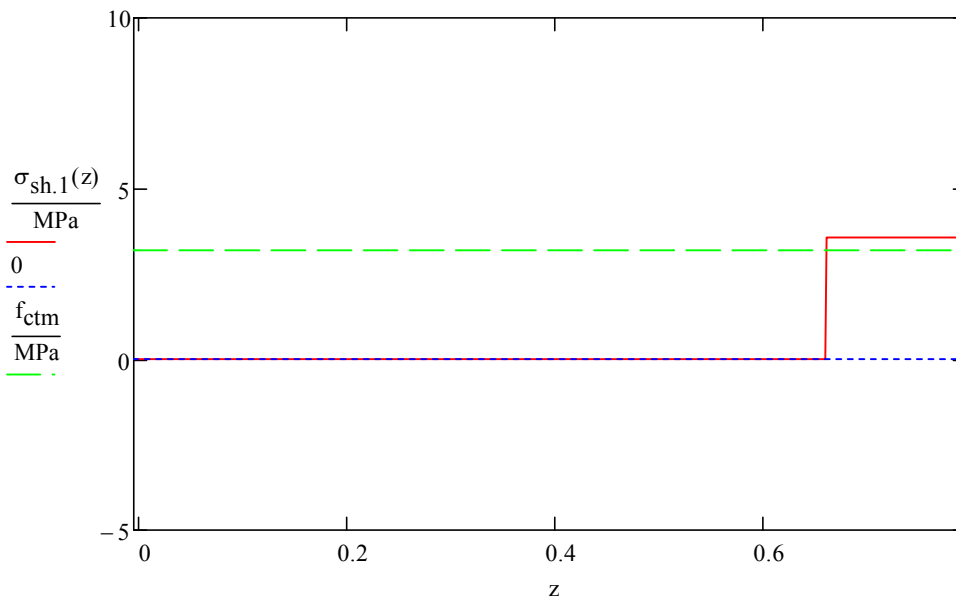
$$M_{\text{sh}} := \sigma_{0,\text{sh},c} \cdot A_2 \cdot e_{\text{sh}} \quad M_{\text{sh}} = 0.148 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

Primääriset jännitykset

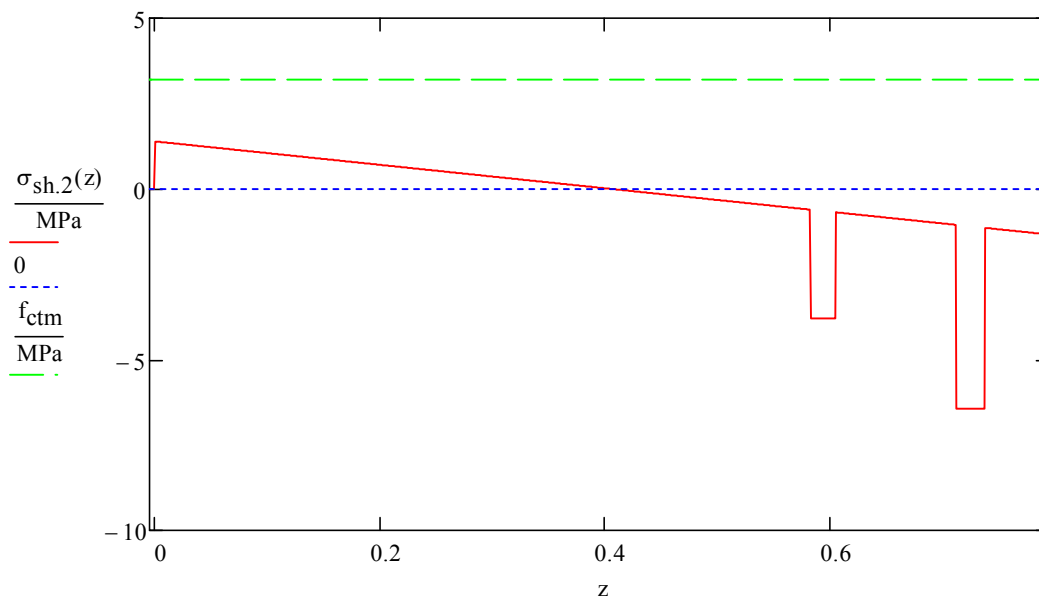
$$\sigma_{\text{sh},1}(z) := \begin{cases} \sigma_{0,\text{sh},c} & \text{if } h_1 < z \leq h_1 + h_2 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{sh},2}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{\text{sh}}}{I_2} (y_{0,2} - z) \right] & \text{if } 0 \leq z < y_{0,s,1} - 11 \text{mm} \\ \left[\frac{M_{\text{sh}}}{I_2} (y_{0,2} - y_{0,s,1}) \right] \cdot \alpha_s & \text{if } y_{0,s,1} - 11 \text{mm} \leq z \leq y_{0,s,1} + 11 \text{mm} \\ \left[\frac{M_{\text{sh}}}{I_2} (y_{0,2} - z) \right] & \text{if } y_{0,s,1} + 11 \text{mm} < z \leq h_1 \\ \left[\frac{M_{\text{sh}}}{I_2} (y_{0,2} - z) \right] & \text{if } h_1 < z < y_{0,s,2} - 12.5 \text{mm} \\ \left[\frac{M_{\text{sh}}}{I_2} (y_{0,2} - y_{0,s,2}) \right] \cdot \alpha_s & \text{if } y_{0,s,2} - 12.5 \text{mm} \leq z \leq y_{0,s,2} + 12.5 \text{mm} \\ \left[\frac{M_{\text{sh}}}{I_2} (y_{0,2} - z) \right] & \text{if } y_{0,s,2} + 12.5 \text{mm} < z \leq h_1 + h_2 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Kutistuman eron aiheuttama vetojännitys pintalaattaan



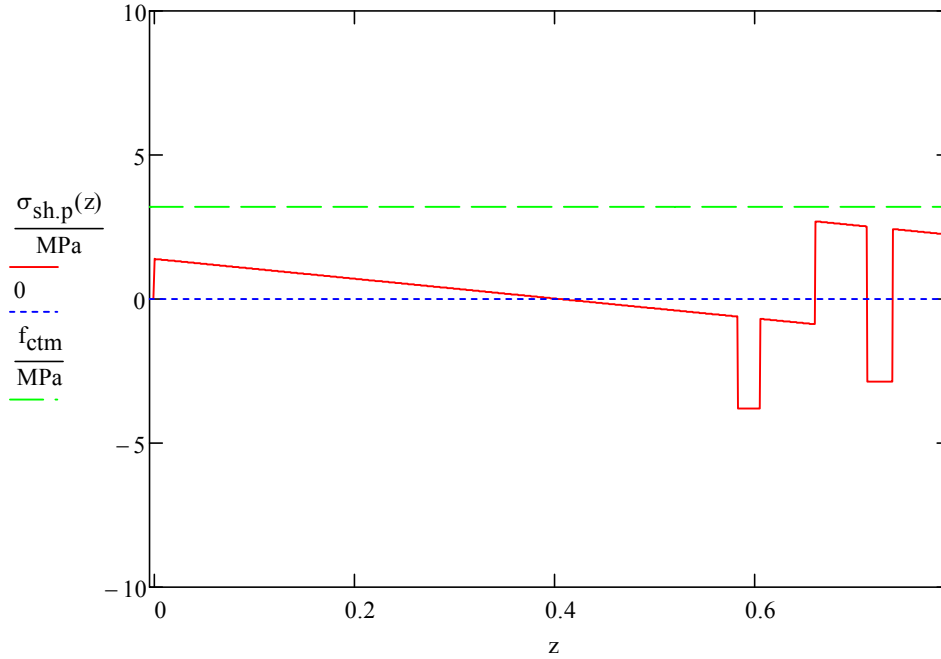
Kutistumaeron aiheuttama taivutusjännitys liittorakenteelle



Kutistumaeron aiheuttama primäärijännitys kokonaisuudessaan

$$\sigma_{sh,p}(z) := \sigma_{sh,1}(z) + \sigma_{sh,2}(z)$$

Kutistumaerosta aiheutuva primäärijännitys jakauma

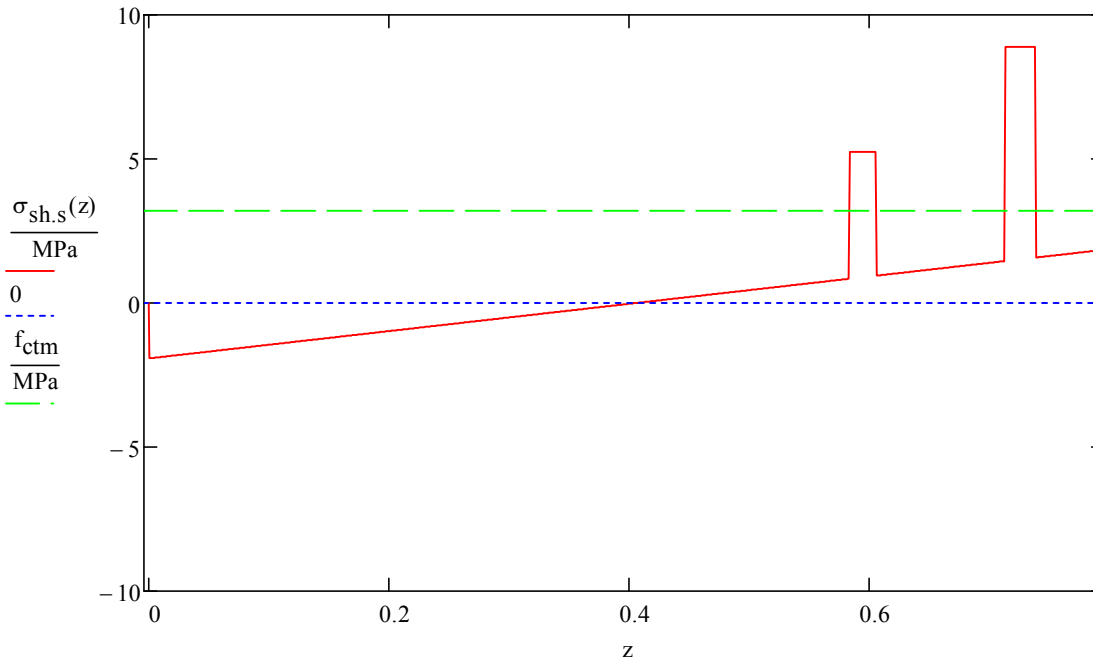


Kutistuman sekundäriivaikutuksista aiheutuva momentti tuella

$$M_{sh,s} := 205 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sh,s}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{sh,s}}{I_2} (z - y_{0,2}) \right] & \text{if } 0 \leq z < y_{0,s,1} - 11 \text{ mm} \\ \left[\frac{M_{sh,s}}{I_2} (y_{0,s,1} - y_{0,2}) \right] \cdot \alpha_s & \text{if } y_{0,s,1} - 11 \text{ mm} \leq z \leq y_{0,s,1} + 11 \text{ mm} \\ \left[\frac{M_{sh,s}}{I_2} (z - y_{0,2}) \right] & \text{if } y_{0,s,1} + 11 \text{ mm} < z \leq h_1 \\ \left[\frac{M_{sh,s}}{I_2} (z - y_{0,2}) \right] & \text{if } h_1 < z < y_{0,s,2} - 12.5 \text{ mm} \\ \left[\frac{M_{sh,s}}{I_2} (y_{0,s,2} - y_{0,2}) \right] \cdot \alpha_s & \text{if } y_{0,s,2} - 12.5 \text{ mm} \leq z \leq y_{0,s,2} + 12.5 \text{ mm} \\ \left[\frac{M_{sh,s}}{I_2} (z - y_{0,2}) \right] & \text{if } y_{0,s,2} + 12.5 \text{ mm} < z \leq h_1 + h_2 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

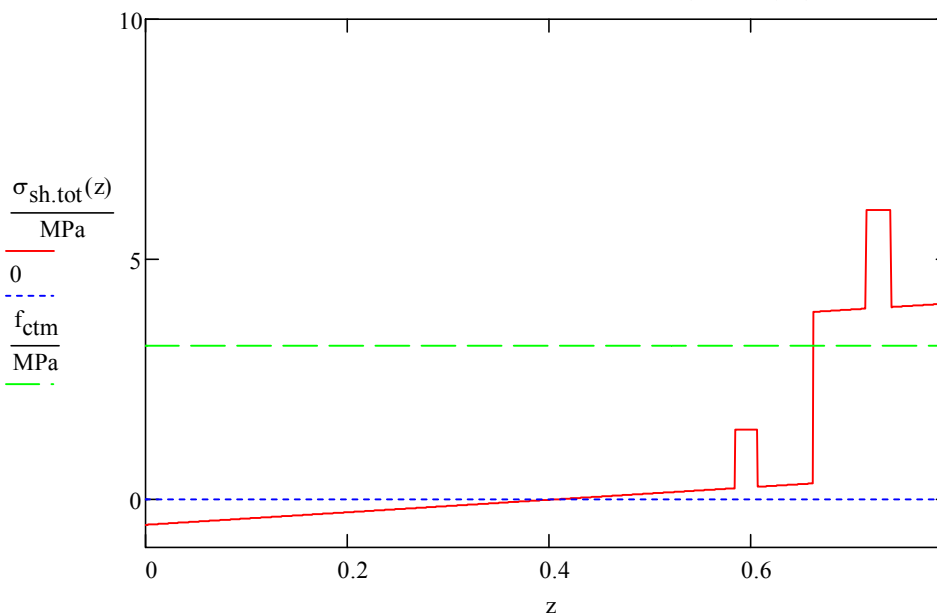
Kutistuman sekundäärivaikutusten aiheuttama jännitys jakauma



Nyt kutistuman primääri ja sekundäärivaikutuksista aiheutuva jännitys jakauma

$$\sigma_{sh.tot}(z) := \sigma_{sh.p}(z) + \sigma_{sh.s}(z)$$

Kutistumaeron aiheuttama kokonaisjännitys jakauma



$$\sigma_{sh.tot}(h_1 + 1\text{mm}) = 3.905 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{sh.tot}(h_1 + h_2) = 4.074 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctm} = 3.2 \cdot \text{MPa}$$

Pintalaatta halkeaa koko korkeudeltaan!

LIITE 18: JÄNNITYSTEN LASKENTA KENTTÄALUEELLA

Poikkileikkaustiedot

$$b := 1000\text{mm}$$

$$h := 550\text{mm}$$

$$A_c := b \cdot h$$

$$\phi_s := 22\text{mm}$$

$$n_s := 8.69565$$

$$A_{s.ap} := \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot n_s = 3.3 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$c_{nom} := 50\text{mm}$$

$$y_{0.ap} := c_{nom} + \frac{\phi_s}{2}$$

Materiaalitiedot

Betoni:

Kimmomoduuli

Virumaluku

Pitkäaikainen kimmokerroin

Taivutusvetolujuus

$$E_{cm} := 31\text{GPa}$$

$$\varphi := 2.442$$

$$E_{cp} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 9 \cdot \text{GPa}$$

$$f_{ctm} := 2.6\text{MPa}$$

Betoniteräs:

Kimmomoduuli

Kimmokertoimien suhde

$$E_s := 200\text{GPa}$$

$$\alpha_a := \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$$\alpha_a = 6.5$$

$$\alpha_L := \frac{E_s}{E_{cp}}$$

$$\alpha_L = 22.2$$

Poikkileikkaussuureet

$$y_{0.i} := \frac{A_c \cdot \frac{h}{2} + A_{s.ap} \cdot y_{0.ap} \alpha_a}{b \cdot h + A_{s.ap} \cdot \alpha_a}$$

$$y_{0.i} = 267 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y.i.0} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + A_c \cdot \left(\frac{h}{2} - y_{0.i} \right)^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s.ap} \cdot (y_{0.ap} - y_{0.i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) = 1.5 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$y_{0.L} := \frac{A_c \cdot \frac{h}{2} + A_{s.ap} \cdot y_{0.ap} \alpha_L}{b \cdot h + A_{s.ap} \cdot \alpha_L}$$

$$y_{0.L} = 249.8 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y.L.0} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + A_c \cdot \left(\frac{h}{2} - y_{0.L} \right)^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s.ap} \cdot (y_{0.ap} - y_{0.L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 1.7 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Mitoittavat rasitukset

Pitkäaikaiset kuormat

$$M_{s\text{ls.p}} := 175 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lyhytaikaiset kuormat

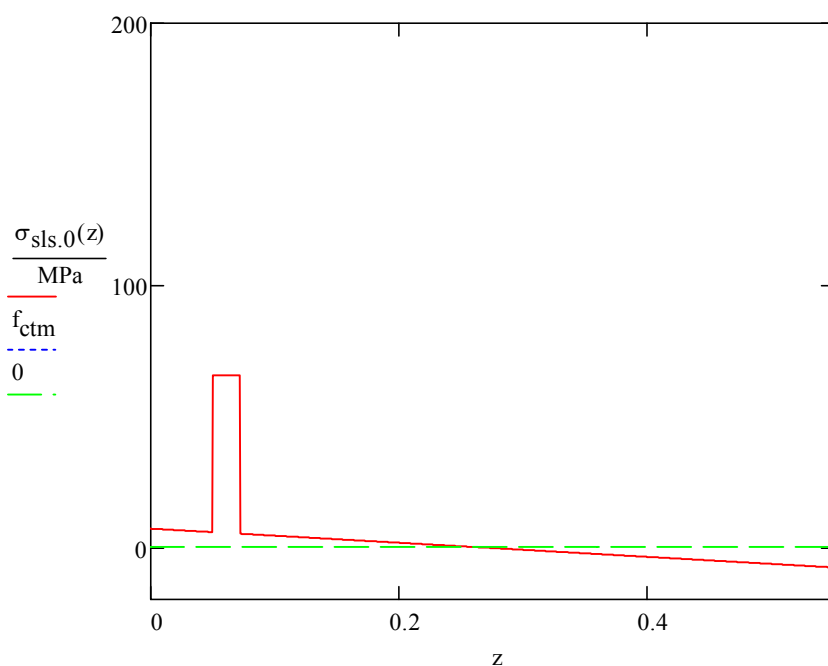
$$M_{s\text{ls.m}} := 245 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Jännitysten laskenta

$$\sigma_{s\text{ls}.0}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{s\text{ls.p}}}{I_{y.L.0}} \cdot (y_{0.L} - z) \right] + \frac{M_{s\text{ls.m}}}{I_{y.i.0}} \cdot (y_{0.i} - z) & \text{if } h \geq z > y_{0.\text{ap}} + \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{s\text{ls.p}}}{I_{y.L.0}} (y_{0.L} - y_{0.\text{ap}}) \cdot \alpha_L + \frac{M_{s\text{ls.m}}}{I_{y.i.0}} (y_{0.i} - y_{0.\text{ap}}) \cdot \alpha_a \right] & \text{if } y_{0.\text{ap}} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.\text{ap}} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{s\text{ls.p}}}{I_{y.L.0}} \cdot (y_{0.L} - z) + \frac{M_{s\text{ls.m}}}{I_{y.i.0}} \cdot (y_{0.i} - z) \right] & \text{if } y_{0.\text{ap}} - \frac{\phi_s}{2} > z \geq 0 \end{cases}$$

Halkeilleen alueen korkeus

$$x_1 := \frac{\frac{M_{s\text{ls.p}}}{I_{y.L.0}} \cdot y_{0.L} + \frac{M_{s\text{ls.m}}}{I_{y.i.0}} \cdot y_{0.i} - f_{\text{ctm}}}{\frac{M_{s\text{ls.p}}}{I_{y.L.0}} + \frac{M_{s\text{ls.m}}}{I_{y.i.0}}} \quad x_1 = 164 \cdot \text{mm}$$



Ensimmäinen iterointikierrös

Redusoitu poikkileikkaus

$$h_{\text{red.1}} := h - x_1 \quad h_{\text{red.1}} = 386 \cdot \text{mm} \quad A_{\text{c.1}} := b \cdot h_{\text{red.1}} \quad A_{\text{c.1}} = 3.9 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Betonin painopiste $y_{0.\text{c.red.1}} := x_1 + \frac{h_{\text{red.1}}}{2} \quad y_{0.\text{c.red.1}} = 357 \cdot \text{mm}$

Poikkileikkaussuureet:

$$y_{0.i} := \frac{A_{\text{c.1}} \cdot y_{0.\text{c.red.1}} + A_{\text{s.ap}} \cdot y_{0.\text{ap}} \cdot \alpha_a}{b \cdot h_{\text{red.1}} + A_{\text{s.ap}} \cdot \alpha_a} \quad y_{0.i} = 341.5 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y.i.1} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red.1}}^3 + A_{\text{c.1}} \cdot (y_{0.\text{c.red.1}} - y_{0.i})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s.ap}} \cdot (y_{0.\text{ap}} - y_{0.i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) = 6.5 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$y_{0.L} := \frac{A_{\text{c.1}} \cdot y_{0.\text{c.red.1}} + A_{\text{s.ap}} \cdot y_{0.\text{ap}} \cdot \alpha_L}{b \cdot h_{\text{red.1}} + A_{\text{s.ap}} \cdot \alpha_L} \quad y_{0.L} = 309.7 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y.L.1} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red.1}}^3 + A_{\text{c.1}} \cdot (y_{0.\text{c.red.1}} - y_{0.L})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s.ap}} \cdot (y_{0.\text{ap}} - y_{0.L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 1 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Jännitykset

$$\sigma_{\text{sls.1}}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.1}} \cdot (y_{0.L} - z) \right] + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.1}} \cdot (y_{0.i} - z) & \text{if } h \geq z > x_1 \\ \left[\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.1}} \cdot (y_{0.L} - y_{0.\text{ap}}) \cdot \alpha_L + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.1}} \cdot (y_{0.i} - y_{0.\text{ap}}) \cdot \alpha_a \right] & \text{if } y_{0.\text{ap}} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.\text{ap}} - \frac{\phi_s}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Halkeilleen alueen korkeus

$$x_2 := \frac{\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.1}} \cdot y_{0.L} + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.1}} \cdot y_{0.i} - f_{\text{ctm}}}{\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.1}} + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.1}}} \quad x_2 = 284 \cdot \text{mm}$$

Toinen iterointikierrros

Redusoitu poikkileikkaus

$$h_{\text{red},2} := h - x_2 \quad h_{\text{red},2} = 266 \cdot \text{mm} \quad A_{c,2} := b \cdot h_{\text{red},2} \quad A_{c,2} = 2.7 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Betonin painopiste} \quad y_{0,c,\text{red},2} := x_2 + \frac{h_{\text{red},2}}{2} \quad y_{0,c,\text{red},2} = 417 \cdot \text{mm}$$

Poikkileikkaussuureet:

$$y_{0,i} := \frac{A_{c,2} \cdot y_{0,c,\text{red},2} + A_{s,\text{ap}} \cdot y_{0,\text{ap}} \cdot \alpha_a}{b \cdot h_{\text{red},2} + A_{s,\text{ap}} \cdot \alpha_a} \quad y_{0,i} = 390.6 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y,i,2} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red},2}^3 + A_{c,2} \cdot (y_{0,c,\text{red},2} - y_{0,i})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s,\text{ap}} \cdot (y_{0,\text{ap}} - y_{0,i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) = 4 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$y_{0,L} := \frac{A_{c,2} \cdot y_{0,c,\text{red},2} + A_{s,\text{ap}} \cdot y_{0,\text{ap}} \cdot \alpha_L}{b \cdot h_{\text{red},2} + A_{s,\text{ap}} \cdot \alpha_L} \quad y_{0,L} = 340 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y,L,2} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red},2}^3 + A_{c,2} \cdot (y_{0,c,\text{red},2} - y_{0,L})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s,\text{ap}} \cdot (y_{0,\text{ap}} - y_{0,L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 8.8 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Jännitykset:

$$\sigma_{\text{sls},2}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{\text{sls},p}}{I_{y,L,2}} \cdot (y_{0,L} - z) \right] + \frac{M_{\text{sls},m}}{I_{y,i,2}} \cdot (y_{0,i} - z) & \text{if } h \geq z > x_2 \\ \left[\frac{M_{\text{sls},p}}{I_{y,L,2}} \cdot (y_{0,L} - y_{0,\text{ap}}) \cdot \alpha_L + \frac{M_{\text{sls},m}}{I_{y,i,2}} \cdot (y_{0,i} - y_{0,\text{ap}}) \cdot \alpha_a \right] & \text{if } y_{0,\text{ap}} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0,\text{ap}} - \frac{\phi_s}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Halkeilleen poikkileikkauksen korkeus:

$$x_3 := \frac{\frac{M_{\text{sls},p}}{I_{y,L,2}} \cdot y_{0,L} + \frac{M_{\text{sls},m}}{I_{y,i,2}} \cdot y_{0,i} - f_{\text{ctm}}}{\frac{M_{\text{sls},p}}{I_{y,L,2}} + \frac{M_{\text{sls},m}}{I_{y,i,2}}} \quad x_3 = 346 \cdot \text{mm}$$

Kolmas iterointikierrös

Redusoitu poikkileikkaus

$$h_{\text{red.3}} := h - x_3 \quad h_{\text{red.3}} = 204 \cdot \text{mm} \quad A_{\text{c.3}} := b \cdot h_{\text{red.3}} \quad A_{\text{c.3}} = 2 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Betonin painopiste

$$y_{0.\text{c.red.3}} := x_3 + \frac{h_{\text{red.3}}}{2} \quad y_{0.\text{c.red.3}} = 448 \cdot \text{mm}$$

Poikkileikkaussuureet:

$$y_{0.i} := \frac{A_{\text{c.3}} \cdot y_{0.\text{c.red.3}} + A_{\text{s.ap}} \cdot y_{0.\text{ap}} \cdot \alpha_a}{b \cdot h_{\text{red.3}} + A_{\text{s.ap}} \cdot \alpha_a} \quad y_{0.i} = 411.4 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y.i.3} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red.3}}^3 + A_{\text{c.3}} \cdot (y_{0.\text{c.red.3}} - y_{0.i})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s.ap}} \cdot (y_{0.\text{ap}} - y_{0.i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) = 3.5 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$y_{0.L} := \frac{A_{\text{c.3}} \cdot y_{0.\text{c.red.3}} + A_{\text{s.ap}} \cdot y_{0.\text{ap}} \cdot \alpha_L}{b \cdot h_{\text{red.3}} + A_{\text{s.ap}} \cdot \alpha_L} \quad y_{0.L} = 345.6 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y.L.3} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red.3}}^3 + A_{\text{c.3}} \cdot (y_{0.\text{c.red.3}} - y_{0.L})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s.ap}} \cdot (y_{0.\text{ap}} - y_{0.L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 8.8 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Jännitykset:

$$\sigma_{\text{sls.3}}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.3}} \cdot (y_{0.L} - z) \right] + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.3}} \cdot (y_{0.i} - z) & \text{if } h \geq z > x_3 \\ \left[\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.3}} \cdot (y_{0.L} - y_{0.\text{ap}}) \cdot \alpha_L + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.3}} \cdot (y_{0.i} - y_{0.\text{ap}}) \cdot \alpha_a \right] & \text{if } y_{0.\text{ap}} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.\text{ap}} - \frac{\phi_s}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Halkeilleen poikkileikkauksen korkeus:

$$x_4 := \frac{\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.3}} \cdot y_{0.L} + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.3}} \cdot y_{0.i} - f_{\text{ctm}}}{\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.3}} + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.3}}} \quad x_4 = 367.5 \cdot \text{mm}$$

Neljäs iterointikierros

Redusoitu poikkileikkaus

$$h_{\text{red.4}} := h - x_4 \quad h_{\text{red.4}} = 182.5 \cdot \text{mm} \quad A_{\text{c.4}} := b \cdot h_{\text{red.4}} \quad A_{\text{c.4}} = 1.8 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Betonin painopiste

$$y_{0.\text{c.red.4}} := x_4 + \frac{h_{\text{red.4}}}{2} \quad y_{0.\text{c.red.4}} = 458.8 \cdot \text{mm}$$

Poikkileikkaussuureet

$$y_{0.i} := \frac{A_{\text{c.4}} \cdot y_{0.\text{c.red.4}} + A_{\text{s.ap}} \cdot y_{0.\text{ap}} \cdot \alpha_a}{b \cdot h_{\text{red.4}} + A_{\text{s.ap}} \cdot \alpha_a} \quad y_{0.i} = 417.1 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y.i.4} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red.4}}^3 + A_{\text{c.4}} \cdot (y_{0.\text{c.red.4}} - y_{0.i})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s.ap}} \cdot (y_{0.\text{ap}} - y_{0.i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) = 3.5 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$y_{0.L} := \frac{A_{\text{c.4}} \cdot y_{0.\text{c.red.4}} + A_{\text{s.ap}} \cdot y_{0.\text{ap}} \cdot \alpha_L}{b \cdot h_{\text{red.4}} + A_{\text{s.ap}} \cdot \alpha_L} \quad y_{0.L} = 344.7 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y.L.4} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red.4}}^3 + A_{\text{c.4}} \cdot (y_{0.\text{c.red.4}} - y_{0.L})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s.ap}} \cdot (y_{0.\text{ap}} - y_{0.L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 8.8 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$\sigma_{\text{sls.4}}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.4}} \cdot (y_{0.L} - z) \right] + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.4}} \cdot (y_{0.i} - z) & \text{if } h \geq z > x_4 \\ \left[\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.4}} \cdot (y_{0.L} - y_{0.\text{ap}}) \cdot \alpha_L + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.4}} \cdot (y_{0.i} - y_{0.\text{ap}}) \cdot \alpha_a \right] & \text{if } y_{0.\text{ap}} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.\text{ap}} - \frac{\phi_s}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Jännitykset

$$x_5 := \frac{\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.4}} \cdot y_{0.L} + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.4}} \cdot y_{0.i} - f_{\text{ctm}}}{\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.4}} + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.4}}} \quad x_5 = 372.5 \cdot \text{mm}$$

Viides iterointikierros

Redusoitu poikkileikkaus

$$h_{\text{red}.5} := h - x_5 \quad h_{\text{red}.5} = 177.5 \cdot \text{mm} \quad A_{c.5} := b \cdot h_{\text{red}.5} \quad A_{c.5} = 1.8 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Betonin painopiste} \quad y_{0.c.\text{red}.5} := x_5 + \frac{h_{\text{red}.5}}{2} \quad y_{0.c.\text{red}.5} = 461.3 \cdot \text{mm}$$

Redusoidut poikkileikkaussuureet

$$y_{0.i} := \frac{A_{c.5} \cdot y_{0.c.\text{red}.5} + A_{s.ap} \cdot y_{0.ap} \cdot \alpha_a}{b \cdot h_{\text{red}.5} + A_{s.ap} \cdot \alpha_a} \quad y_{0.i} = 418.3 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y.i.5} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red}.5}^3 + A_{c.5} \cdot (y_{0.c.\text{red}.5} - y_{0.i})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s.ap} \cdot (y_{0.ap} - y_{0.i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) = 3.5 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$y_{0.L} := \frac{A_{c.5} \cdot y_{0.c.\text{red}.5} + A_{s.ap} \cdot y_{0.ap} \cdot \alpha_L}{b \cdot h_{\text{red}.5} + A_{s.ap} \cdot \alpha_L} \quad y_{0.L} = 344.2 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y.L.5} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red}.5}^3 + A_{c.5} \cdot (y_{0.c.\text{red}.5} - y_{0.L})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s.ap} \cdot (y_{0.ap} - y_{0.L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 8.8 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Jännitykset

$$\sigma_{sL.5}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{sL.p}}{I_{y.L.5}} \cdot (y_{0.L} - z) \right] + \frac{M_{sL.m}}{I_{y.i.5}} \cdot (y_{0.i} - z) & \text{if } h \geq z > x_5 \\ \left[\frac{M_{sL.p}}{I_{y.L.5}} \cdot (y_{0.L} - y_{0.ap}) \cdot \alpha_L + \frac{M_{sL.m}}{I_{y.i.5}} \cdot (y_{0.i} - y_{0.ap}) \cdot \alpha_a \right] & \text{if } y_{0.ap} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.ap} - \frac{\phi_s}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Halkeilleen poikkileikkauksen korkeus

$$x_6 := \frac{\frac{M_{sL.p}}{I_{y.L.5}} \cdot y_{0.L} + \frac{M_{sL.m}}{I_{y.i.5}} \cdot y_{0.i} - f_{ctm}}{\frac{M_{sL.p}}{I_{y.L.5}} + \frac{M_{sL.m}}{I_{y.i.5}}} \quad x_6 = 373.5 \cdot \text{mm}$$

Kuudes iterointikierrös

Redusoitu poikkileikkaus

$$h_{\text{red.6}} := h - x_6 \quad h_{\text{red.6}} = 176.5 \cdot \text{mm} \quad A_{\text{c.6}} := b \cdot h_{\text{red.6}} \quad A_{\text{c.6}} = 1.8 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Betonin painopiste} \quad y_{0.\text{c.red.6}} := x_6 + \frac{h_{\text{red.6}}}{2} \quad y_{0.\text{c.red.6}} = 461.7 \cdot \text{mm}$$

Redusoidut poikkileikkaussuureet

$$y_{0.i} := \frac{A_{\text{c.6}} \cdot y_{0.\text{c.red.6}} + A_{\text{s.ap}} \cdot y_{0.\text{ap}} \cdot \alpha_a}{b \cdot h_{\text{red.6}} + A_{\text{s.ap}} \cdot \alpha_a} \quad y_{0.i} = 418.5 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y.i.6} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red.6}}^3 + A_{\text{c.6}} \cdot (y_{0.\text{c.red.6}} - y_{0.i})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s.ap}} \cdot (y_{0.\text{ap}} - y_{0.i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) = 3.4 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$y_{0.L} := \frac{A_{\text{c.6}} \cdot y_{0.\text{c.red.6}} + A_{\text{s.ap}} \cdot y_{0.\text{ap}} \cdot \alpha_L}{b \cdot h_{\text{red.6}} + A_{\text{s.ap}} \cdot \alpha_L} \quad y_{0.L} = 344 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y.L.6} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red.6}}^3 + A_{\text{c.6}} \cdot (y_{0.\text{c.red.6}} - y_{0.L})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s.ap}} \cdot (y_{0.\text{ap}} - y_{0.L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 8.8 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Jännitykset

$$\sigma_{\text{sls.6}}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.6}} \cdot (y_{0.L} - z) \right] + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.6}} \cdot (y_{0.i} - z) & \text{if } h \geq z > x_6 \\ \left[\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.6}} \cdot (y_{0.L} - y_{0.\text{ap}}) \cdot \alpha_L + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.6}} \cdot (y_{0.i} - y_{0.\text{ap}}) \cdot \alpha_a \right] & \text{if } y_{0.\text{ap}} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.\text{ap}} - \frac{\phi_s}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Halkeilleen poikkileikkauksen korkeus

$$x_7 := \frac{\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.6}} \cdot y_{0.L} + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.6}} \cdot y_{0.i} - f_{\text{ctm}}}{\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{y.L.6}} + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{y.i.6}}} \quad x_7 = 373.6 \cdot \text{mm}$$

Yhteenveto

Jännitykset teräksissä

$$\sigma_{\text{sls},1}(y_{0,\text{ap}}) = 162.8 \cdot \text{MPa}$$

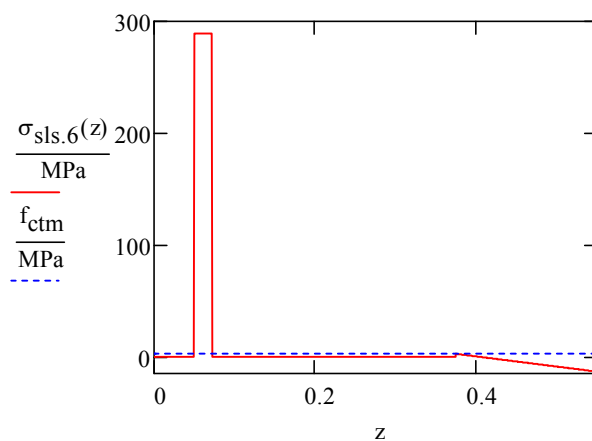
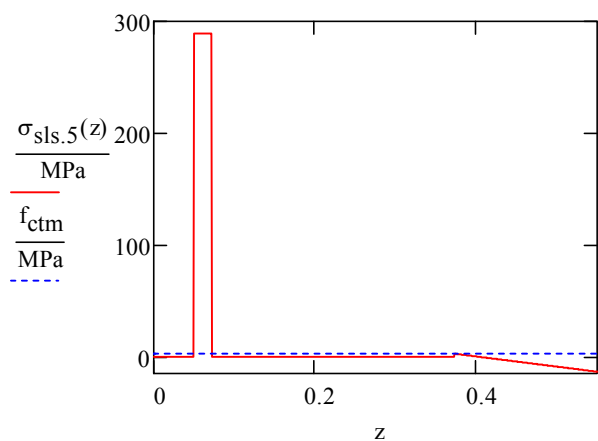
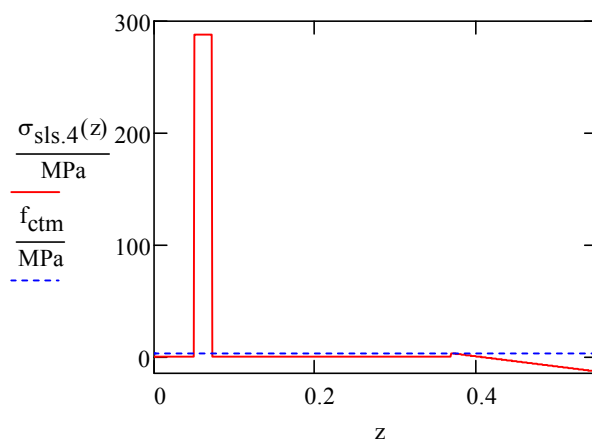
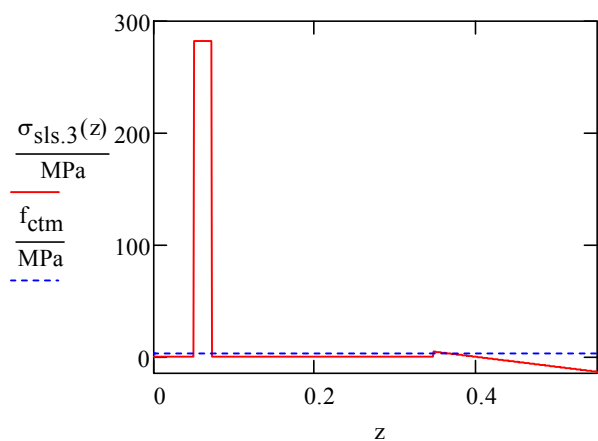
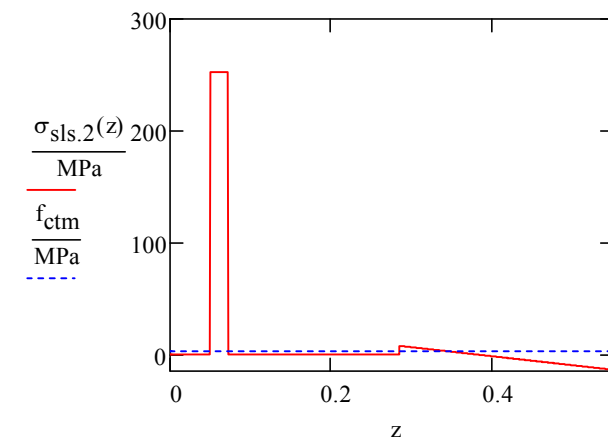
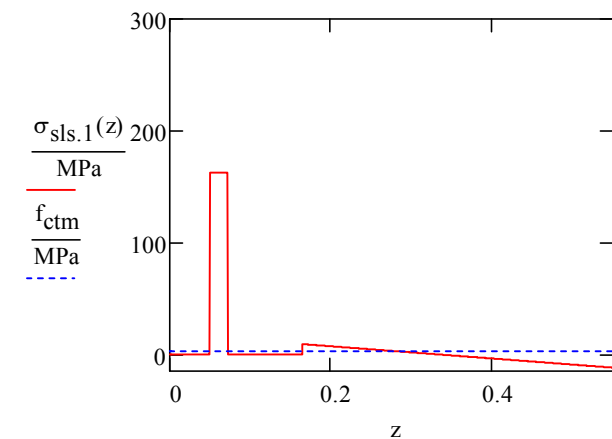
$$\sigma_{\text{sls},2}(y_{0,\text{ap}}) = 252.3 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{sls},3}(y_{0,\text{ap}}) = 282.5 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{sls},4}(y_{0,\text{ap}}) = 288.1 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{sls},5}(y_{0,\text{ap}}) = 289.1 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{sls},6}(y_{0,\text{ap}}) = 289.2 \cdot \text{MPa}$$



Vahventamisvaihe

Vanhan rakenteen poikkileikkaussuureet

$$I_{1.L} := I_{y.L.6} \quad y_{1.L} := y_{0.L}$$

Omien painojen momentti (vanhalle rakenteelle)

$$M_{sls.op} := 166 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pysyvien kuormien aiheuttama momentti (liittorakenteelle)

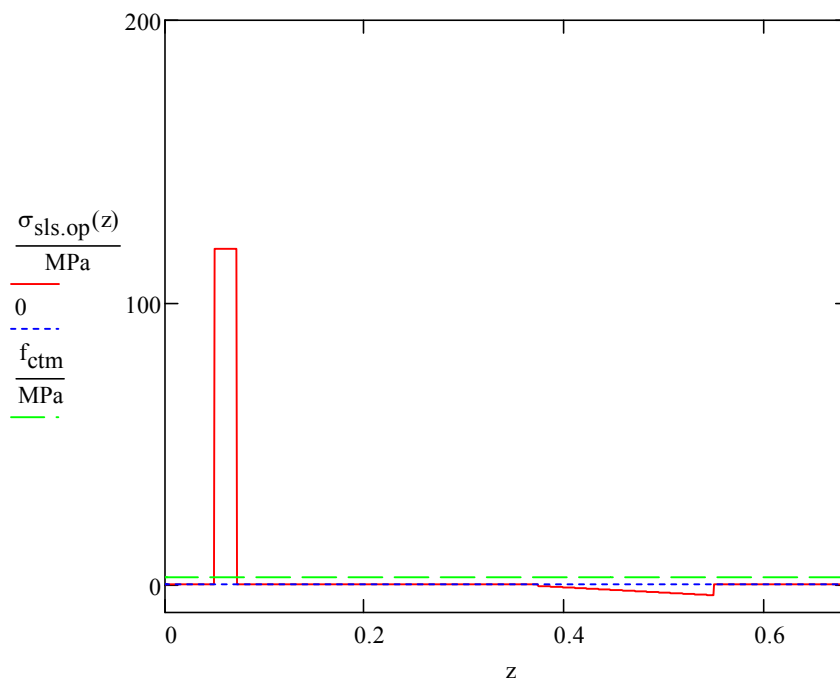
$$M_{sls.pys} := 35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Liikennekuorman momentti (liittorakenteelle)

$$M_{sls.liik} := 246 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pysyvien kuormien aiheuttama jännitys

$$\sigma_{sls.op}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{sls.op}}{I_{1.L}} (y_{1.L} - y_{0.ap}) \cdot \alpha_L \right] & \text{if } y_{0.ap} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.ap} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{sls.op}}{I_{1.L}} (y_{1.L} - z) \right] & \text{if } x_6 < z \leq h \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$



Materiaaliominaisuudet

Vanha betoni

$$E_{cm.1} := E_{cm}$$

$$E_{cp.1} := E_{cp}$$

Pintalaatta

$$E_{cm.pl} := 34 \text{ GPa}$$

$$\varphi_{pl} := 1.5$$

$$E_{cp.pl} := \frac{E_{cm.pl}}{\varphi_{pl}}$$

$$\alpha_{c.i} := \frac{E_{cm.pl}}{E_{cm.1}}$$

$$\alpha_{c.L} := \frac{E_{cp.pl}}{E_{cp.1}}$$

Poikkileikkaukset

Vanha laatta

$$h_1 := h = 550 \cdot \text{mm}$$

$$b_1 := 1000 \text{ mm}$$

$$h_{1.red} := h_{red.6}$$

$$y_{0.c.1} := x_6 + \frac{h_{red.6}}{2} = 461.7 \cdot \text{mm}$$

Pintalaatta

$$b_2 := b_1$$

$$h_{pl} := 130 \text{ mm}$$

$$y_{0.c.2} := h_1 + \frac{h_{pl}}{2}$$

Poikkileikkaussuureet

$$A_{c.1} := b_1 \cdot h_{1.red}$$

$$A_{c.2} := b_1 \cdot h_{pl}$$

$$y_{2.i} := \frac{A_{c.1} \cdot y_{0.c.1} + A_{s.ap} \cdot y_{0.ap} \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) + A_{c.2} \cdot y_{0.c.2} \cdot \alpha_{c.i}}{A_{c.1} + A_{s.ap} \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) + A_{c.2} \cdot \alpha_{c.i}} = 501.5 \cdot \text{mm}$$

$$I_{2.i} := \left[\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_{1.red}^3 + A_{c.1} \cdot (y_{0.c.1} - y_{2.i})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s.ap} \cdot (y_{0.ap} - y_{2.i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) \dots = 6.8 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$+ \left[\frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot h_{pl}^3 + A_{c.2} \cdot (y_{0.c.2} - y_{2.i})^2 \right] \cdot \alpha_{c.i}$$

$$y_{2.L} := \frac{A_{c.1} \cdot y_{0.c.1} + A_{s.ap} \cdot y_{0.ap} \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) + A_{c.2} \cdot y_{0.c.2} \cdot \alpha_{c.L}}{A_{c.1} + A_{s.ap} \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) + A_{c.2} \cdot \alpha_{c.L}} = 497.8 \cdot \text{mm}$$

$$I_{2.L} := \left[\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_{1.red}^3 + A_{c.1} \cdot (y_{0.c.1} - y_{2.L})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s.ap} \cdot (y_{0.ap} - y_{2.L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) \dots = 2 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$+ \left[\frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot h_{pl}^3 + A_{c.2} \cdot (y_{0.c.2} - y_{2.L})^2 \right] \cdot \alpha_{c.L}$$

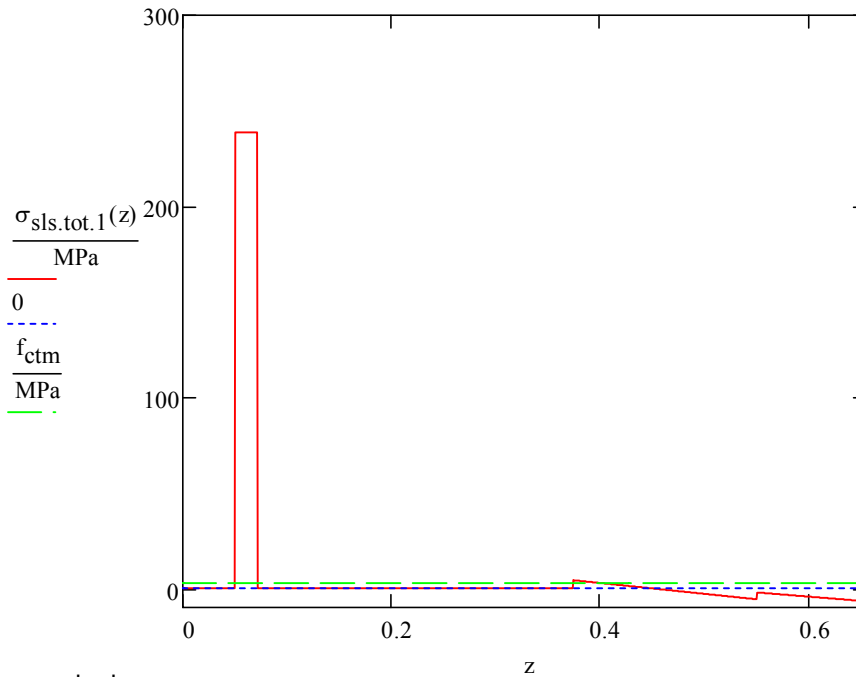
Jännitykset

$$\sigma_{\text{sls.pysyvä}}(z) := \begin{cases} \frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2.L}}(y_{2.L} - y_{0.\text{ap}}) \cdot \alpha_L & \text{if } y_{0.\text{ap}} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.\text{ap}} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2.L}} \cdot (y_{2.L} - z) \right] & \text{if } x_6 < z \leq h_1 \\ \left[\frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2.L}} \cdot (y_{2.L} - z) \alpha_{c.L} \right] & \text{if } h_1 < z \leq h_1 + h_{\text{pl}} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{sls.liikenne}}(z) := \begin{cases} \frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i}}(y_{2.i} - y_{0.\text{ap}}) \cdot \alpha_a & \text{if } y_{0.\text{ap}} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.\text{ap}} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i}} \cdot (y_{2.i} - z) \right] & \text{if } x_6 < z \leq h_1 \\ \left[\frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i}} \cdot (y_{2.i} - z) \alpha_{c.i} \right] & \text{if } h_1 < z \leq h_1 + h_{\text{pl}} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Kokonaisjännitys liitorakenteelle

$$\sigma_{\text{sls.tot.1}}(z) := \sigma_{\text{sls.op}}(z) + \sigma_{\text{sls.pysyvä}}(z) + \sigma_{\text{sls.liikenne}}(z)$$



Halkeilleen osan korkeus

$$x_{2.1} := \frac{\frac{M_{\text{sls.op}}}{I_{1.L}} \cdot y_{1.L} + \frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2.L}} \cdot y_{2.L} + \frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i}} \cdot y_{2.i} - f_{\text{ctm}}}{\frac{M_{\text{sls.op}}}{I_{1.L}} + \frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2.L}} + \frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i}}} = 403.2 \cdot \text{mm}$$

Toinen iterointikierros

Poikkileikkaus

$$h_{2,\text{red}} := h - x_{2,1} \quad h_{2,\text{red}} = 146.8 \cdot \text{mm} \quad A_{c,1,2} := b \cdot h_{2,\text{red}} \quad A_{c,1,2} = 1.5 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Betonin painopiste

$$y_{0,c,\text{red}} := x_{2,1} + \frac{h_{2,\text{red}}}{2} \quad y_{0,c,\text{red}} = 476.6 \cdot \text{mm}$$

Poikkileikkaussuureet

$$y_{1,L,2} := \frac{A_{c,1,2} \cdot y_{0,c,\text{red}} + A_{s,\text{ap}} \cdot y_{0,\text{ap}} \cdot \alpha_L}{b \cdot h_{2,\text{red}} + A_{s,\text{ap}} \cdot \alpha_L} \quad y_{1,L} = 344 \cdot \text{mm}$$

$$I_{1,L,2} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{2,\text{red}}^3 + A_{c,1,2} \cdot (y_{0,c,\text{red}} - y_{1,L,2})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s,\text{ap}} \cdot (y_{0,\text{ap}} - y_{1,L,2})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 8.7 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Jännitykset

$$\sigma_{\text{sls,op},2}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{\text{sls,op}}}{I_{1,L,2}} \cdot (y_{1,L,2} - y_{0,\text{ap}}) \cdot \alpha_L \right] & \text{if } y_{0,\text{ap}} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0,\text{ap}} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{\text{sls,op}}}{I_{1,L,2}} \cdot (y_{1,L,2} - z) \right] & \text{if } x_{2,1} < z \leq h \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Poikkileikkaus

$$h_{1,v} := h = 550 \cdot \text{mm}$$

$$b_{1,v} := 1000 \text{ mm} \quad h_{2,\text{red}} = 146.8 \cdot \text{mm} \quad y_{0,c,\text{red}} = 476.6 \cdot \text{mm}$$

$$b_{2,v} := b_1 \quad h_{\text{pl}} = 130 \cdot \text{mm} \quad y_{0,c,2,v} := h_1 + \frac{h_{\text{pl}}}{2}$$

Poikkileikkaussuureet

$$A_{c,1,2} = 1.5 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{c,2,v} := b_1 \cdot h_{\text{pl}}$$

$$y_{2,i,2} := \frac{A_{c,1,2} \cdot y_{0,c,\text{red}} + A_{s,\text{ap}} \cdot y_{0,\text{ap}} \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) + A_{c,2,v} \cdot y_{0,c,2,v} \cdot \alpha_{c,i}}{A_{c,1,2} + A_{s,\text{ap}} \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) + A_{c,2,v} \cdot \alpha_{c,i}} = 512.3 \cdot \text{mm}$$

$$I_{2,i,2} := \left[\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_{2,\text{red}}^3 + A_{c,1,2} \cdot (y_{0,c,\text{red}} - y_{2,i,2})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s,\text{ap}} \cdot (y_{0,\text{ap}} - y_{2,i,2})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) \dots = 6.4 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$+ \left[\frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot h_{\text{pl}}^3 + A_{c,2,v} \cdot (y_{0,c,2,v} - y_{2,i,2})^2 \right] \cdot \alpha_{c,i}$$

$$y_{2.L.2} := \frac{A_{c.1.2} \cdot y_{0.c.red} + A_{s.ap} \cdot y_{0.ap} \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) + A_{c.2} \cdot y_{0.c.2} \cdot \alpha_{c.L}}{A_{c.1.2} + A_{s.ap} \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) + A_{c.2} \cdot \alpha_{c.L}} = 503.7 \cdot \text{mm}$$

$$I_{2.L.2} := \left[\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_{2.red}^3 + A_{c.1.2} \cdot (y_{0.c.red} - y_{2.L.2})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s.ap} \cdot (y_{0.ap} - y_{2.L.2})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) \dots = 1.9 \times 10^{10} \cdot$$

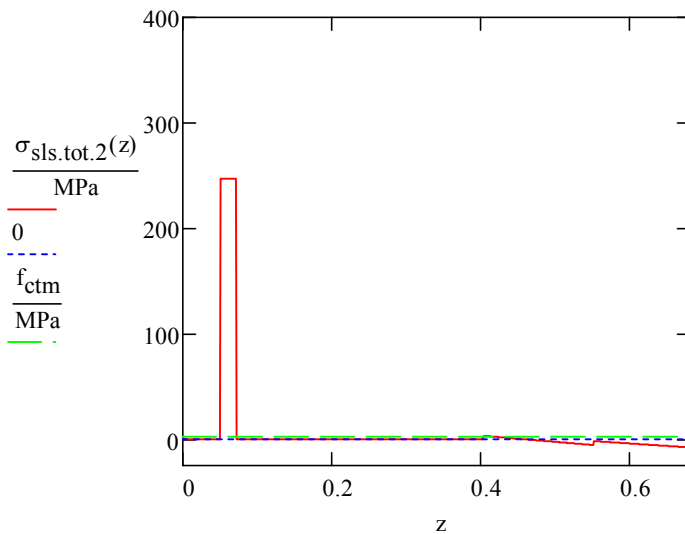
$$+ \left[\frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot h_{pl}^3 + A_{c.2} \cdot (y_{0.c.2} - y_{2.L.2})^2 \right] \cdot \alpha_{c.L}$$

Jännitykset

$$\sigma_{sls.pysyvä.2}(z) := \begin{cases} \frac{M_{sls.pys}}{I_{2.L.2}} (y_{2.L.2} - y_{0.ap}) \cdot \alpha_L & \text{if } y_{0.ap} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.ap} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{sls.pys}}{I_{2.L.2}} \cdot (y_{2.L.2} - z) \right] & \text{if } x_{2.1} < z \leq h_1 \\ \left[\frac{M_{sls.pys}}{I_{2.L.2}} \cdot (y_{2.L.2} - z) \alpha_{c.L} \right] & \text{if } h_1 < z \leq h_1 + h_{pl} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{sls.liikenne.2}(z) := \begin{cases} \frac{M_{sls.liik}}{I_{2.i.2}} (y_{2.i.2} - y_{0.ap}) \cdot \alpha_a & \text{if } y_{0.ap} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.ap} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{sls.liik}}{I_{2.i.2}} \cdot (y_{2.i.2} - z) \right] & \text{if } x_{2.1} < z \leq h_1 \\ \left[\frac{M_{sls.liik}}{I_{2.i.2}} \cdot (y_{2.i.2} - z) \alpha_{c.i} \right] & \text{if } h_1 < z \leq h_1 + h_{pl} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{sls.tot.2}(z) := \sigma_{sls.op.2}(z) + \sigma_{sls.pysyvä.2}(z) + \sigma_{sls.liikenne.2}(z)$$



Halkeilleen alueen korkeus

$$x_{2.2} := \frac{\frac{M_{sls.op}}{I_{1.L.2}} \cdot y_{1.L.2} + \frac{M_{sls.pys}}{I_{2.L.2}} \cdot y_{2.L.2} + \frac{M_{sls.liik}}{I_{2.i.2}} \cdot y_{2.i.2} - f_{ctm}}{\frac{M_{sls.op}}{I_{1.L.2}} + \frac{M_{sls.pys}}{I_{2.L.2}} + \frac{M_{sls.liik}}{I_{2.i.2}}} \quad x_{2.2} = 412.3 \cdot \text{mm}$$

Kolmas iterointikierrros

Poikkileikkaus

$$h_{3.red} := h - x_{2.2} \quad h_{3.red} = 137.7 \cdot \text{mm} \quad A_{c.1.3} := b \cdot h_{3.red} \quad A_{c.1.3} = 1.4 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Betonin painopiste} \quad y_{0.c.red} := x_{2.2} + \frac{h_{3.red}}{2} \quad y_{0.c.red} = 481.1 \cdot \text{mm}$$

Redusoidut poikkileikkaussuureet

$$y_{1.L.3} := \frac{A_{c.1.3} \cdot y_{0.c.red} + A_{s.ap} \cdot y_{0.ap} \cdot \alpha_L}{b \cdot h_{3.red} + A_{s.ap} \cdot \alpha_L} \quad y_{1.L.3} = 335.1 \cdot \text{mm}$$

$$I_{1.L.3} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{3.red}^3 + A_{c.1.3} \cdot (y_{0.c.red} - y_{1.L.3})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s.ap} \cdot (y_{0.ap} - y_{1.L.3})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 8.7 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Jännitykset

$$\sigma_{sls.op.3}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{sls.op}}{I_{1.L.3}} (y_{1.L.3} - y_{0.ap}) \cdot \alpha_L \right] & \text{if } y_{0.ap} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.ap} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{sls.op}}{I_{1.L.3}} (y_{1.L.3} - z) \right] & \text{if } x_{2.2} < z \leq h \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Poikkileikkaus

$$h_1 := h = 550 \cdot \text{mm}$$

$$b_1 := 1000 \text{ mm} \quad h_{3.red} = 137.7 \cdot \text{mm} \quad y_{0.c.red} = 481.1 \cdot \text{mm}$$

$$b_2 := b_1 \quad h_{pl} = 130 \cdot \text{mm} \quad y_{0.c.2} := h_1 + \frac{h_{pl}}{2}$$

Redusoidut poikkileikkaussuureet

$$A_{c.1.3} = 1.4 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{c.2} := b_1 \cdot h_{pl}$$

$$y_{2.i.3} := \frac{A_{c.1.3} \cdot y_{0.c.red} + A_{s.ap} \cdot y_{0.ap} \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) + A_{c.2} \cdot y_{0.c.2} \cdot \alpha_{c.i}}{A_{c.1.3} + A_{s.ap} \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) + A_{c.2} \cdot \alpha_{c.i}} = 515.5 \cdot \text{mm}$$

$$I_{2,i.3} := \left[\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_{3,\text{red}}^3 + A_{c.1.3} \cdot (y_{0,c.\text{red}} - y_{2,i.3})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s.ap} \cdot (y_{0.ap} - y_{2,i.3})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) \dots = 6.3 \times 10^9 \cdot \text{mm} \\ + \left[\frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot h_{pl}^3 + A_{c.2} \cdot (y_{0,c.2} - y_{2,i.3})^2 \right] \cdot \alpha_{c.i}$$

$$y_{2,L.3} := \frac{A_{c.1.3} \cdot y_{0,c.\text{red}} + A_{s.ap} \cdot y_{0.ap} \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) + A_{c.2} \cdot y_{0,c.2} \cdot \alpha_{c.L}}{A_{c.1.3} + A_{s.ap} \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) + A_{c.2} \cdot \alpha_{c.L}} = 505.3 \cdot \text{mm}$$

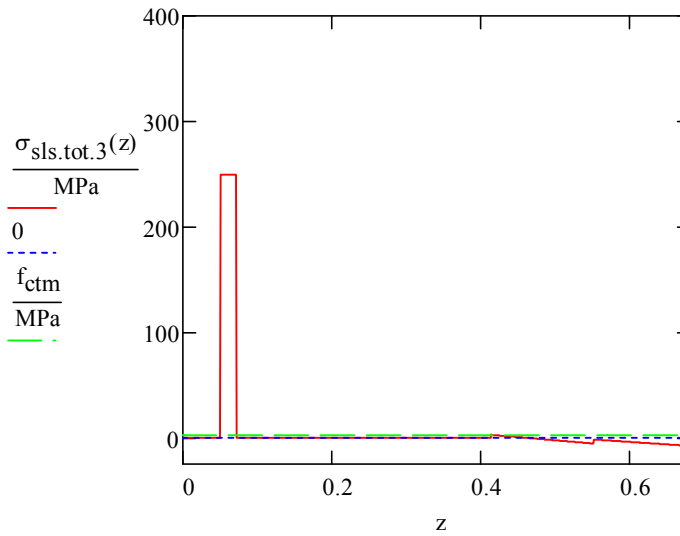
$$I_{2,L.3} := \left[\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_{3,\text{red}}^3 + A_{c.1.3} \cdot (y_{0,c.\text{red}} - y_{2,L.3})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s.ap} \cdot (y_{0.ap} - y_{2,L.3})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) \dots = 1.9 \times 10^{10} \cdot \\ + \left[\frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot h_{pl}^3 + A_{c.2} \cdot (y_{0,c.2} - y_{2,L.3})^2 \right] \cdot \alpha_{c.L}$$

Jännitykset

$$\sigma_{\text{sls.pysyvä.3}}(z) := \begin{cases} \frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2,L.3}} (y_{2,L.3} - y_{0.ap}) \cdot \alpha_L & \text{if } y_{0.ap} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.ap} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2,L.3}} \cdot (y_{2,L.3} - z) \right] & \text{if } x_{2.2} < z \leq h_1 \\ \left[\frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2,L.3}} \cdot (y_{2,L.3} - z) \alpha_{c.L} \right] & \text{if } h_1 < z \leq h_1 + h_{pl} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{sls.liikenne.3}}(z) := \begin{cases} \frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2,i.3}} (y_{2,i.3} - y_{0.ap}) \cdot \alpha_a & \text{if } y_{0.ap} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.ap} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2,i.3}} \cdot (y_{2,i.3} - z) \right] & \text{if } x_{2.2} < z \leq h_1 \\ \left[\frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2,i.3}} \cdot (y_{2,i.3} - z) \alpha_{c.i} \right] & \text{if } h_1 < z \leq h_1 + h_{pl} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{sls.tot.3}}(z) := \sigma_{\text{sls.op.3}}(z) + \sigma_{\text{sls.pysyvä.3}}(z) + \sigma_{\text{sls.liikenne.3}}(z)$$



Halkeilleen poikkileikkauksen korkeus

$$x_{2.3} := \frac{\frac{M_{\text{sls.op}}}{I_{1.L.3}} \cdot y_{1.L.3} + \frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2.L.3}} \cdot y_{2.L.3} + \frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i.3}} \cdot y_{2.i.3} - f_{\text{ctm}}}{\frac{M_{\text{sls.op}}}{I_{1.L.3}} + \frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2.L.3}} + \frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i.3}}} \quad x_{2.3} = 414.3 \cdot \text{mm}$$

Neljäs iterointikierrös

Poikkileikkaus

$$h_{4.\text{red}} := h - x_{2.3} \quad h_{4.\text{red}} = 135.7 \cdot \text{mm} \quad A_{c.1.4} := b \cdot h_{4.\text{red}} \quad A_{c.1.4} = 1.4 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Betonin painopiste} \quad y_{0.c.\text{red}} := x_{2.3} + \frac{h_{4.\text{red}}}{2} \quad y_{0.c.\text{red}} = 482.2 \cdot \text{mm}$$

Redusoidut poikkileikkaussuureet

$$y_{1.L.4} := \frac{A_{c.1.4} \cdot y_{0.c.\text{red}} + A_{s.ap} \cdot y_{0.ap} \cdot \alpha_L}{b \cdot h_{4.\text{red}} + A_{s.ap} \cdot \alpha_L} \quad y_{1.L.4} = 334.3 \cdot \text{mm}$$

$$I_{1.L.4} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{4.\text{red}}^3 + A_{c.1.4} \cdot (y_{0.c.\text{red}} - y_{1.L.4})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s.ap} \cdot (y_{0.ap} - y_{1.L.4})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 8.6 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Jännitykset

$$\sigma_{\text{sls.op.4}}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{\text{sls.op}}}{I_{1.L.4}} (y_{1.L.4} - y_{0.ap}) \cdot \alpha_L \right] & \text{if } y_{0.ap} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.ap} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{\text{sls.op}}}{I_{1.L.4}} (y_{1.L.4} - z) \right] & \text{if } x_{2.3} < z \leq h \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Poikkileikkaus

$$h_1 := h = 550 \cdot \text{mm}$$

$$b_1 := 1000 \text{ mm}$$

$$h_{4,\text{red}} = 135.7 \cdot \text{mm}$$

$$y_{0,\text{c},\text{red}} = 482.2 \cdot \text{mm}$$

$$b_2 := b_1$$

$$h_{\text{pl}} = 130 \cdot \text{mm}$$

$$y_{0,\text{c},2} := h_1 + \frac{h_{\text{pl}}}{2}$$

Redusoidut poikkileikkaussuureet

$$A_{\text{c},1,4} = 1.4 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{c},2} := b_1 \cdot h_{\text{pl}}$$

$$y_{2,i,4} := \frac{A_{\text{c},1,4} \cdot y_{0,\text{c},\text{red}} + A_{\text{s},\text{ap}} \cdot y_{0,\text{ap}} \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) + A_{\text{c},2} \cdot y_{0,\text{c},2} \cdot \alpha_{\text{c},i}}{A_{\text{c},1,4} + A_{\text{s},\text{ap}} \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) + A_{\text{c},2} \cdot \alpha_{\text{c},i}} = 516.2 \cdot \text{mm}$$

$$I_{2,i,4} := \left[\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_{4,\text{red}}^3 + A_{\text{c},1,4} \cdot (y_{0,\text{c},\text{red}} - y_{2,i,4})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s},\text{ap}} \cdot (y_{0,\text{ap}} - y_{2,i,4})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) \dots = 6.3 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$+ \left[\frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot h_{\text{pl}}^3 + A_{\text{c},2} \cdot (y_{0,\text{c},2} - y_{2,i,4})^2 \right] \cdot \alpha_{\text{c},i}$$

$$y_{2,L,4} := \frac{A_{\text{c},1,4} \cdot y_{0,\text{c},\text{red}} + A_{\text{s},\text{ap}} \cdot y_{0,\text{ap}} \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) + A_{\text{c},2} \cdot y_{0,\text{c},2} \cdot \alpha_{\text{c},L}}{A_{\text{c},1,4} + A_{\text{s},\text{ap}} \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) + A_{\text{c},2} \cdot \alpha_{\text{c},L}} = 505.7 \cdot \text{mm}$$

$$I_{2,L,4} := \left[\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_{4,\text{red}}^3 + A_{\text{c},1,4} \cdot (y_{0,\text{c},\text{red}} - y_{2,L,4})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s},\text{ap}} \cdot (y_{0,\text{ap}} - y_{2,L,4})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) \dots = 1.9 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

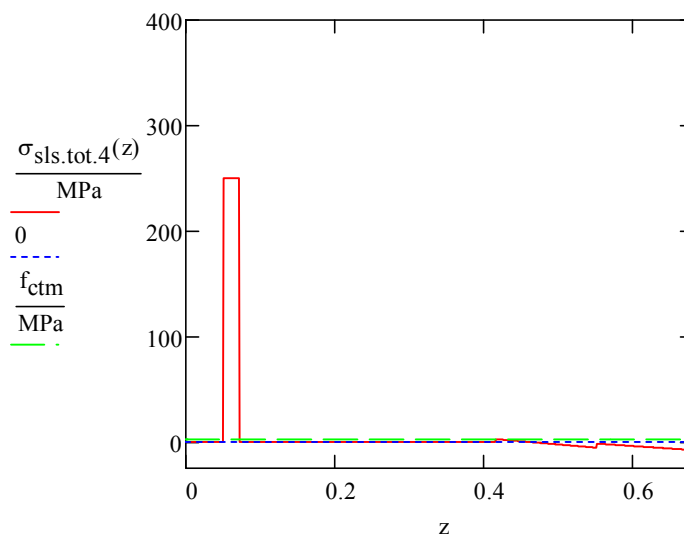
$$+ \left[\frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot h_{\text{pl}}^3 + A_{\text{c},2} \cdot (y_{0,\text{c},2} - y_{2,L,4})^2 \right] \cdot \alpha_{\text{c},L}$$

Jännitykset

$$\sigma_{\text{sls},\text{pysyvä},4}(z) := \begin{cases} \frac{M_{\text{sls},\text{pys}}}{I_{2,L,4}} (y_{2,L,4} - y_{0,\text{ap}}) \cdot \alpha_L & \text{if } y_{0,\text{ap}} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0,\text{ap}} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{\text{sls},\text{pys}}}{I_{2,L,4}} \cdot (y_{2,L,4} - z) \right] & \text{if } y_{2,3} < z \leq h_1 \\ \left[\frac{M_{\text{sls},\text{pys}}}{I_{2,L,4}} \cdot (y_{2,L,4} - z) \alpha_{\text{c},L} \right] & \text{if } h_1 < z \leq h_1 + h_{\text{pl}} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{sls.liikenne.4}}(z) := \begin{cases} \frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i.4}} (y_{2.i.4} - y_{0.ap}) \cdot \alpha_a & \text{if } y_{0.ap} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.ap} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i.4}} \cdot (y_{2.i.4} - z) \right] & \text{if } x_{2.3} < z \leq h_1 \\ \left[\frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i.4}} \cdot (y_{2.i.4} - z) \alpha_{c.i} \right] & \text{if } h_1 < z \leq h_1 + h_{pl} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{sls.tot.4}}(z) := \sigma_{\text{sls.op.4}}(z) + \sigma_{\text{sls.pysyvä.4}}(z) + \sigma_{\text{sls.liikenne.4}}(z)$$



Halkeilleen poikkileikkauksen korkeus

$$x_{2.4} := \frac{\frac{M_{\text{sls.op}}}{I_{1.L.4}} \cdot y_{1.L.4} + \frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2.L.4}} \cdot y_{2.L.4} + \frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i.4}} \cdot y_{2.i.4} - f_{\text{ctm}}}{\frac{M_{\text{sls.op}}}{I_{1.L.4}} + \frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2.L.4}} + \frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i.4}}} \quad x_{2.4} = 414.8 \cdot \text{mm}$$

Halkeamakorkeuden kasvu

$$\Delta x := x_{2.4} - x_{2.3} = 0.4 \cdot \text{mm}$$

Poikkileikkaus ei enää halkea merkittävästi!

Vahvennetun poikkileikkauksen poikkileikkaussuureet ja jännitykset

$$\sigma := \begin{pmatrix} \frac{h_{1,\text{red}}}{\text{mm}} & \frac{I_{2,i}}{\text{mm}^4} & \frac{I_{2,L}}{\text{mm}^4} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.1}}(1.0001 \cdot x_6)}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.1}}(h_1)}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.1}}(h_1 + h_{\text{pl}})}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.1}}(y_{0,\text{ap}})}{\text{MPa}} \\ \frac{h_{2,\text{red}}}{\text{mm}} & \frac{I_{2,i.2}}{\text{mm}^4} & \frac{I_{2,L.2}}{\text{mm}^4} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.2}}(1.0001 \cdot x_{2.1})}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.2}}(h_1)}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.2}}(h_1 + h_{\text{pl}})}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.2}}(y_{0,\text{ap}})}{\text{MPa}} \\ \frac{h_{3,\text{red}}}{\text{mm}} & \frac{I_{2,i.3}}{\text{mm}^4} & \frac{I_{2,L.3}}{\text{mm}^4} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.3}}(1.0001 \cdot x_{2.2})}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.3}}(h_1)}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.3}}(h_1 + h_{\text{pl}})}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.3}}(y_{0,\text{ap}})}{\text{MPa}} \\ \frac{h_{4,\text{red}}}{\text{mm}} & \frac{I_{2,i.4}}{\text{mm}^4} & \frac{I_{2,L.4}}{\text{mm}^4} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.4}}(1.0001 \cdot x_{2.3})}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.4}}(h_1)}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.4}}(h_1 + h_{\text{pl}})}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.4}}(y_{0,\text{ap}})}{\text{MPa}} \end{pmatrix}$$

$$\sigma = \begin{pmatrix} 176.5 & 6.8 \times 10^9 & 2 \times 10^{10} & 4.3 & -5.7 & -7.9 & 238.8 \\ 146.8 & 6.4 \times 10^9 & 1.9 \times 10^{10} & 3.1 & -5.6 & -7.9 & 247.2 \\ 137.7 & 6.3 \times 10^9 & 1.9 \times 10^{10} & 2.7 & -5.6 & -7.9 & 249.3 \\ 135.7 & 6.3 \times 10^9 & 1.9 \times 10^{10} & 2.6 & -5.5 & -7.9 & 249.7 \end{pmatrix}$$

LIITE 19: JÄNNITYSTEN LASKENTA TUKIALUEELLA

Vanhan rakenteen materiaaliominaisuudet

Betoni

$$E_{cm} := 31 \text{ GPa}$$

$$\varphi := 2.442$$

$$E_{cp} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}$$

Betoniteräs

Jäykkyyksien suhteet

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

$$\alpha_a := \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$$\alpha_L := \frac{E_s}{E_{cp}} = 22.206$$

Poikkileikkaus

Betoniosa

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$h := 650 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h$$

$$A_c = 6.5 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Taivutusvetolujuus

$$f_{ctm} := 2.6 \text{ MPa}$$

Betoniteräket

$$\phi_s := 22 \text{ mm}$$

$$n_s := 8.69565$$

$$A_{s,yp} := \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot n_s$$

$$A_{s,yp} = 3.306 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$c_{nom} := 50 \text{ mm}$$

$$y_{0,yp} := h - c_{nom} - \frac{\phi_s}{2}$$

$$y_{0,yp} = 589 \cdot \text{mm}$$

Poikkileikkaussuureet

$$y_{0,i} := \frac{A_c \cdot \frac{h}{2} + A_{s,yp} \cdot y_{0,yp} \alpha_a}{b \cdot h + A_{s,yp} \cdot \alpha_a}$$

$$y_{0,i} = 333.386 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y,i} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + A_c \cdot \left(\frac{h}{2} - y_{0,i} \right)^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s,yp} \cdot (y_{0,yp} - y_{0,i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) = 2.42916783 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$y_{0,L} := \frac{A_c \cdot \frac{h}{2} + A_{s,yp} \cdot y_{0,yp} \alpha_L}{b \cdot h + A_{s,yp} \cdot \alpha_L}$$

$$y_{0,L} = 351.788 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y,L} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 + A_c \cdot \left(\frac{h}{2} - y_{0,L} \right)^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s,yp} \cdot (y_{0,yp} - y_{0,L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 2.74760725 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Rasitukset

Pitkäaikaiset

$$M_{sls.p} := 300 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lyhytaikaiset

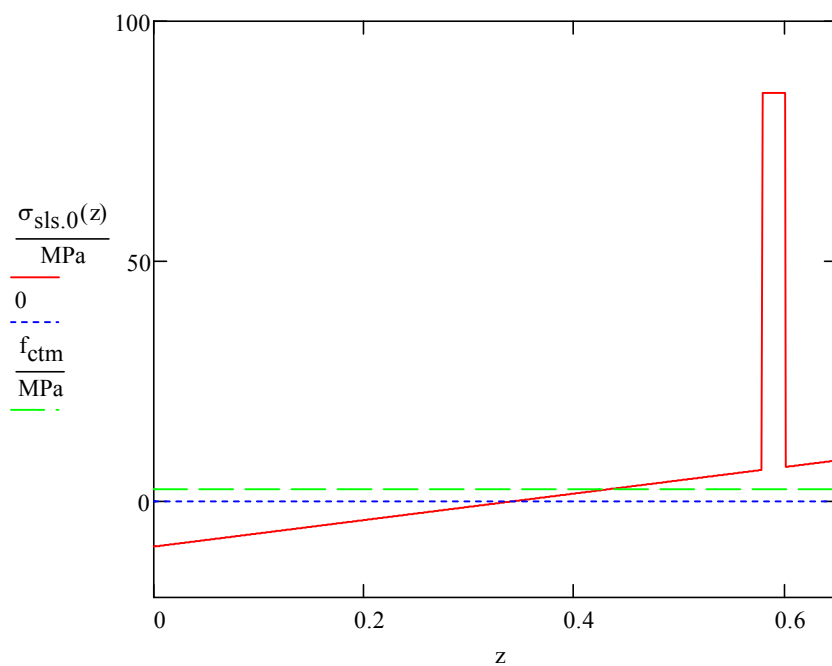
$$M_{sls.m} := 406 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Jännitykset

$$\sigma_{sls.0}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{sls.p}}{I_{y.L}} \cdot (z - y_{0.L}) \right] + \frac{M_{sls.m}}{I_{y.i}} \cdot (z - y_{0.i}) & \text{if } h \geq z > y_{0.y.p} + \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{sls.p}}{I_{y.L}} (y_{0.y.p} - y_{0.L}) \cdot \alpha_L + \frac{M_{sls.m}}{I_{y.i}} (y_{0.y.p} - y_{0.i}) \cdot \alpha_a \right] & \text{if } y_{0.y.p} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.y.p} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{sls.p}}{I_{y.L}} \cdot (z - y_{0.L}) + \frac{M_{sls.m}}{I_{y.i}} \cdot (z - y_{0.i}) \right] & \text{if } y_{0.y.p} - \frac{\phi_s}{2} > z \geq 0 \end{cases}$$

Halkeamattoman rakenteen korkeus

$$x_0 := \frac{\frac{M_{sls.p}}{I_{y.L}} \cdot y_{0.L} + \frac{M_{sls.m}}{I_{y.i}} \cdot y_{0.i} + f_{ctm}}{\frac{M_{sls.p}}{I_{y.L}} + \frac{M_{sls.m}}{I_{y.i}}} \quad x_0 = 434.751 \cdot \text{mm}$$



Ensimmäinen iteroitinkerä

Redusoitu poikkileikkaus

$$h_{\text{red},1} := x_0 \quad h_{\text{red},1} = 434.751 \cdot \text{mm} \quad A_{\text{c},1} := b \cdot h_{\text{red},1} \quad A_{\text{c},1} = 4.348 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Betonin painopiste

$$y_{0,\text{c},\text{red}} := \frac{h_{\text{red},1}}{2} \quad y_{0,\text{c},\text{red}} = 217.375 \cdot \text{mm}$$

Redusoidut poikkileikkaussuureet

$$y_{0,i} := \frac{A_{\text{c},1} \cdot y_{0,\text{c},\text{red}} + A_{\text{s},\text{yp}} \cdot y_{0,\text{yp}} \cdot \alpha_a}{b \cdot h_{\text{red},1} + A_{\text{s},\text{yp}} \cdot \alpha_a} \quad y_{0,i} = 234.752 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y,i,1} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red},1}^3 + A_{\text{c},1} \cdot (y_{0,\text{c},\text{red}} - y_{0,i})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s},\text{yp}} \cdot (y_{0,\text{yp}} - y_{0,i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) = 9.591 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$y_{0,L} := \frac{A_{\text{c},1} \cdot y_{0,\text{c},\text{red}} + A_{\text{s},\text{yp}} \cdot y_{0,\text{yp}} \cdot \alpha_L}{b \cdot h_{\text{red},1} + A_{\text{s},\text{yp}} \cdot \alpha_L} \quad y_{0,L} = 271.057 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y,L,1} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red},1}^3 + A_{\text{c},1} \cdot (y_{0,\text{c},\text{red}} - y_{0,L})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s},\text{yp}} \cdot (y_{0,\text{yp}} - y_{0,L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 1.551 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Jännitykset

$$\sigma_{\text{sls},1}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{\text{sls},p}}{I_{y,L,1}} \cdot (z - y_{0,L}) \right] + \frac{M_{\text{sls},m}}{I_{y,i,1}} \cdot (z - y_{0,i}) & \text{if } x_0 \geq z \geq 0 \\ \left[\frac{M_{\text{sls},p}}{I_{y,L,1}} (y_{0,\text{yp}} - y_{0,L}) \cdot \alpha_L + \frac{M_{\text{sls},m}}{I_{y,i,1}} (y_{0,\text{yp}} - y_{0,i}) \cdot \alpha_a \right] & \text{if } y_{0,\text{yp}} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0,\text{yp}} - \frac{\phi_s}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Halkeilemattoman poikkileikkauksen korkeus

$$x_1 := \frac{\frac{M_{\text{sls},p}}{I_{y,L,1}} \cdot y_{0,L} + \frac{M_{\text{sls},m}}{I_{y,i,1}} \cdot y_{0,i} + f_{\text{ctm}}}{\frac{M_{\text{sls},p}}{I_{y,L,1}} + \frac{M_{\text{sls},m}}{I_{y,i,1}}} \quad x_1 = 288.297 \cdot \text{mm}$$

Toinen iterointikerta

Redusoitu poikkileikkaus

$$h_{\text{red.2}} := x_1 \quad h_{\text{red.2}} = 288.297 \cdot \text{mm} \quad A_{\text{c.2}} := b \cdot h_{\text{red.2}} \quad A_{\text{c.2}} = 2.883 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Betonin painopiste

$$y_{0,\text{c.red}} := \frac{h_{\text{red.2}}}{2} = 144.148 \cdot \text{mm}$$

Redusoidut poikkileikkaussuureet

$$y_{0,\text{i}} := \frac{A_{\text{c.2}} \cdot y_{0,\text{c.red}} + A_{\text{s.yp}} \cdot y_{0,\text{yp}} \cdot \alpha_a}{b \cdot h_{\text{red.2}} + A_{\text{s.yp}} \cdot \alpha_a} \quad y_{0,\text{i}} = 174.788 \cdot \text{mm}$$

$$I_{\text{y.i.2}} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red.2}}^3 + A_{\text{c.2}} \cdot (y_{0,\text{c.red}} - y_{0,\text{i}})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s.yp}} \cdot (y_{0,\text{yp}} - y_{0,\text{i}})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) = 5.839 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$y_{0,\text{L}} := \frac{A_{\text{c.2}} \cdot y_{0,\text{c.red}} + A_{\text{s.yp}} \cdot y_{0,\text{yp}} \cdot \alpha_L}{b \cdot h_{\text{red.2}} + A_{\text{s.yp}} \cdot \alpha_L} \quad y_{0,\text{L}} = 234.427 \cdot \text{mm}$$

$$I_{\text{y.L.2}} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red.2}}^3 + A_{\text{c.2}} \cdot (y_{0,\text{c.red}} - y_{0,\text{L}})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s.yp}} \cdot (y_{0,\text{yp}} - y_{0,\text{L}})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 1.356 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$\sigma_{\text{sls.2}}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{\text{y.L.2}}} \cdot (z - y_{0,\text{L}}) \right] + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{\text{y.i.2}}} \cdot (z - y_{0,\text{i}}) & \text{if } x_1 \geq z \geq 0 \\ \left[\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{\text{y.L.2}}} (y_{0,\text{yp}} - y_{0,\text{L}}) \cdot \alpha_L + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{\text{y.i.2}}} (y_{0,\text{yp}} - y_{0,\text{i}}) \cdot \alpha_a \right] & \text{if } y_{0,\text{yp}} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0,\text{yp}} - \frac{\phi_s}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Halkeilemattoman poikkileikkauksen korkeus

$$x_2 := \frac{\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{\text{y.L.2}}} \cdot y_{0,\text{L}} + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{\text{y.i.2}}} \cdot y_{0,\text{i}} + f_{\text{ctm}}}{\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{\text{y.L.2}}} + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{\text{y.i.2}}}} \quad x_2 = 217.552 \cdot \text{mm}$$

Kolmas iterointikerta

Redusoitu poikkileikkaus

$$h_{\text{red.3}} := x_2 \quad h_{\text{red.3}} = 217.552 \cdot \text{mm} \quad A_{\text{c.3}} := b \cdot h_{\text{red.3}} \quad A_{\text{c.3}} = 2.176 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Betonin painopiste

$$y_{0,\text{c.red}} := \frac{h_{\text{red.3}}}{2} = 108.776 \cdot \text{mm}$$

Redusoidut poikkileikkaussuureet

$$y_{0,\text{i}} := \frac{A_{\text{c.3}} \cdot y_{0,\text{c.red}} + A_{\text{s.yp}} \cdot y_{0,\text{yp}} \cdot \alpha_a}{b \cdot h_{\text{red.3}} + A_{\text{s.yp}} \cdot \alpha_a} \quad y_{0,\text{i}} = 151.648 \cdot \text{mm}$$

$$I_{\text{y.i.3}} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red.3}}^3 + A_{\text{c.3}} \cdot (y_{0,\text{c.red}} - y_{0,\text{i}})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s.yp}} \cdot (y_{0,\text{yp}} - y_{0,\text{i}})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) = 5.24 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$y_{0,\text{L}} := \frac{A_{\text{c.3}} \cdot y_{0,\text{c.red}} + A_{\text{s.yp}} \cdot y_{0,\text{yp}} \cdot \alpha_L}{b \cdot h_{\text{red.3}} + A_{\text{s.yp}} \cdot \alpha_L} \quad y_{0,\text{L}} = 229.929 \cdot \text{mm}$$

$$I_{\text{y.L.3}} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red.3}}^3 + A_{\text{c.3}} \cdot (y_{0,\text{c.red}} - y_{0,\text{L}})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{\text{s.yp}} \cdot (y_{0,\text{yp}} - y_{0,\text{L}})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 1.35 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Jännitykset

$$\sigma_{\text{sls.3}}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{\text{y.L.3}}} \cdot (z - y_{0,\text{L}}) \right] + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{\text{y.i.3}}} \cdot (z - y_{0,\text{i}}) & \text{if } x_2 \geq z \geq 0 \\ \left[\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{\text{y.L.3}}} (y_{0,\text{yp}} - y_{0,\text{L}}) \cdot \alpha_L + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{\text{y.i.3}}} (y_{0,\text{yp}} - y_{0,\text{i}}) \cdot \alpha_a \right] & \text{if } y_{0,\text{yp}} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0,\text{yp}} - \frac{\phi_s}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Halkeilemattoman poikkileikkauksen korkeus

$$x_3 := \frac{\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{\text{y.L.3}}} \cdot y_{0,\text{L}} + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{\text{y.i.3}}} \cdot y_{0,\text{i}} + f_{\text{ctm}}}{\frac{M_{\text{sls.p}}}{I_{\text{y.L.3}}} + \frac{M_{\text{sls.m}}}{I_{\text{y.i.3}}}} \quad x_3 = 195.172 \cdot \text{mm}$$

Neljäs iterointikerta

Redusoitu poikkileikkaus

$$h_{\text{red},4} := x_3 \quad h_{\text{red},4} = 195.172 \cdot \text{mm} \quad A_{c,4} := b \cdot h_{\text{red},4} \quad A_{c,4} = 1.952 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Betonin painopiste

$$y_{0,c,\text{red}} := \frac{h_{\text{red},4}}{2} \quad y_{0,c,\text{red}} = 97.586 \cdot \text{mm}$$

Redusoidut poikkileikkaussuureet

$$y_{0,i} := \frac{A_{c,4} \cdot y_{0,c,\text{red}} + A_{s,yp} \cdot y_{0,yp} \cdot \alpha_a}{b \cdot h_{\text{red},4} + A_{s,yp} \cdot \alpha_a} \quad y_{0,i} = 145.992 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y,i,4} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red},4}^3 + A_{c,4} \cdot (y_{0,c,\text{red}} - y_{0,i})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s,yp} \cdot (y_{0,yp} - y_{0,i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) = 5.162 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$y_{0,L} := \frac{A_{c,4} \cdot y_{0,c,\text{red}} + A_{s,yp} \cdot y_{0,yp} \cdot \alpha_L}{b \cdot h_{\text{red},4} + A_{s,yp} \cdot \alpha_L} \quad y_{0,L} = 231.893 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y,L,4} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red},4}^3 + A_{c,4} \cdot (y_{0,c,\text{red}} - y_{0,L})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s,yp} \cdot (y_{0,yp} - y_{0,L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 1.348 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Jännitykset

$$\sigma_{s,4}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{s,ls,p}}{I_{y,L,4}} \cdot (z - y_{0,L}) \right] + \frac{M_{s,ls,m}}{I_{y,i,4}} \cdot (z - y_{0,i}) & \text{if } x_3 \geq z \geq 0 \\ \left[\frac{M_{s,ls,p}}{I_{y,L,4}} \cdot (y_{0,yp} - y_{0,L}) \cdot \alpha_L + \frac{M_{s,ls,m}}{I_{y,i,4}} \cdot (y_{0,yp} - y_{0,i}) \cdot \alpha_a \right] & \text{if } y_{0,yp} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0,yp} - \frac{\phi_s}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Halkeilemattoman poikkileikkauksen korkeus

$$x_4 := \frac{\frac{M_{s,ls,p}}{I_{y,L,4}} \cdot y_{0,L} + \frac{M_{s,ls,m}}{I_{y,i,4}} \cdot y_{0,i} + f_{ctm}}{\frac{M_{s,ls,p}}{I_{y,L,4}} + \frac{M_{s,ls,m}}{I_{y,i,4}}} \quad x_4 = 190.703 \cdot \text{mm}$$

Viides iterointikerta

Redusoitu poikkileikkaus

$$h_{\text{red},5} := x_4 \quad h_{\text{red},5} = 190.703 \cdot \text{mm} \quad A_{c,5} := b \cdot h_{\text{red},5} \quad A_{c,5} = 1.907 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Betonin painopiste

$$y_{0,\text{c},\text{red}} := \frac{h_{\text{red},5}}{2} = 95.351 \cdot \text{mm}$$

Redusoidut poikkileikkaussuureet

$$y_{0,i} := \frac{A_{c,5} \cdot y_{0,\text{c},\text{red}} + A_{s,\text{yp}} \cdot y_{0,\text{yp}} \cdot \alpha_a}{b \cdot h_{\text{red},5} + A_{s,\text{yp}} \cdot \alpha_a} \quad y_{0,i} = 145.003 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y,i,5} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red},5}^3 + A_{c,5} \cdot (y_{0,\text{c},\text{red}} - y_{0,i})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s,\text{yp}} \cdot (y_{0,\text{yp}} - y_{0,i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) = 5.152 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$y_{0,L} := \frac{A_{c,5} \cdot y_{0,\text{c},\text{red}} + A_{s,\text{yp}} \cdot y_{0,\text{yp}} \cdot \alpha_L}{b \cdot h_{\text{red},5} + A_{s,\text{yp}} \cdot \alpha_L} \quad y_{0,L} = 232.552 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y,L,5} := \left[\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{\text{red},5}^3 + A_{c,5} \cdot (y_{0,\text{c},\text{red}} - y_{0,L})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s,\text{yp}} \cdot (y_{0,\text{yp}} - y_{0,L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) = 1.348 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Jännitykset

$$\sigma_{\text{sls},5}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{\text{sls},p}}{I_{y,L,5}} \cdot (z - y_{0,L}) \right] + \frac{M_{\text{sls},m}}{I_{y,i,5}} \cdot (z - y_{0,i}) & \text{if } x_4 \geq z \geq 0 \\ \left[\frac{M_{\text{sls},p}}{I_{y,L,5}} (y_{0,\text{yp}} - y_{0,L}) \cdot \alpha_L + \frac{M_{\text{sls},m}}{I_{y,i,5}} (y_{0,\text{yp}} - y_{0,i}) \cdot \alpha_a \right] & \text{if } y_{0,\text{yp}} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0,\text{yp}} - \frac{\phi_s}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Halkeilemattoman poikkileikkauksen korkeus

$$x_5 := \frac{\frac{M_{\text{sls},p}}{I_{y,L,5}} \cdot y_{0,L} + \frac{M_{\text{sls},m}}{I_{y,i,5}} \cdot y_{0,i} + f_{\text{ctm}}}{\frac{M_{\text{sls},p}}{I_{y,L,5}} + \frac{M_{\text{sls},m}}{I_{y,i,5}}} \quad x_5 = 190.01 \cdot \text{mm}$$

Teräsjännitykset eri halkeilun asteilla

$$\sigma_{\text{sls},0}(y_{0,\text{yp}}) = 85.078 \cdot \text{MPa}$$

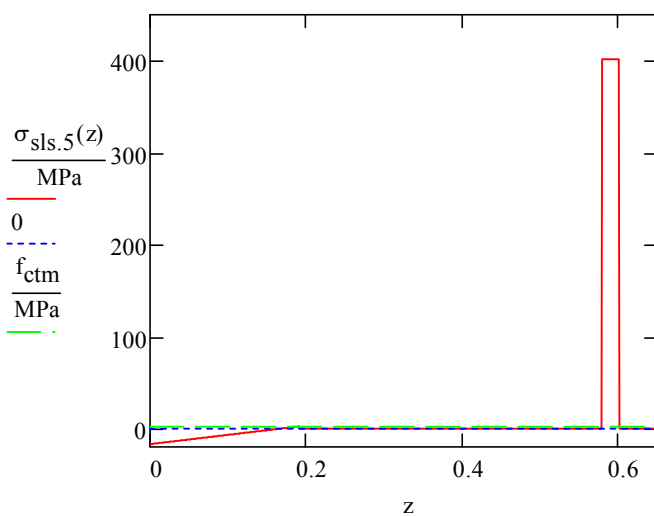
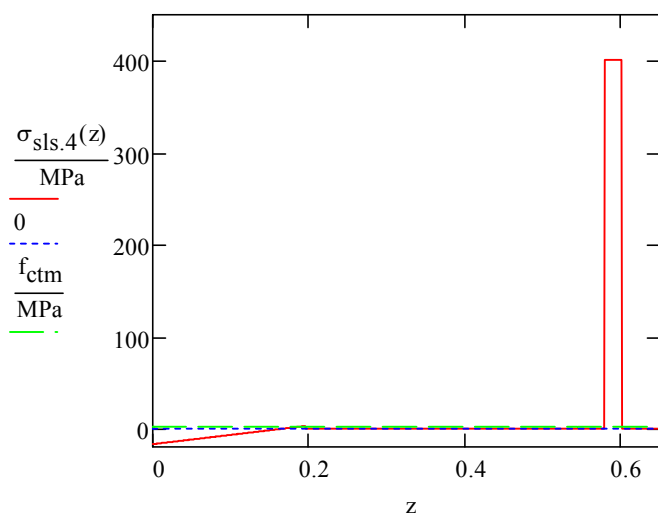
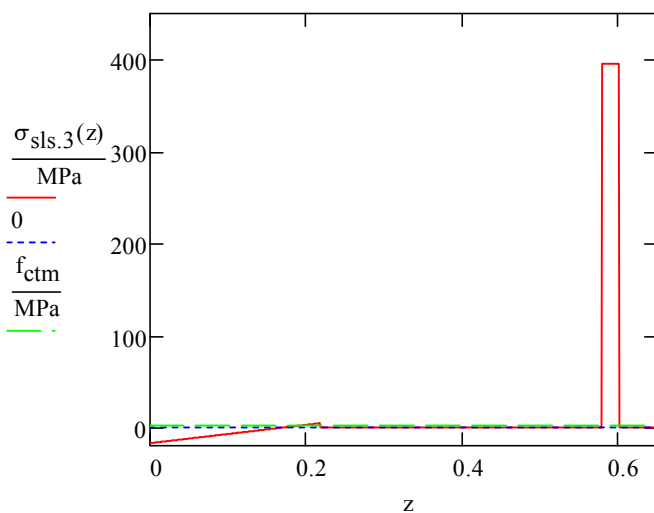
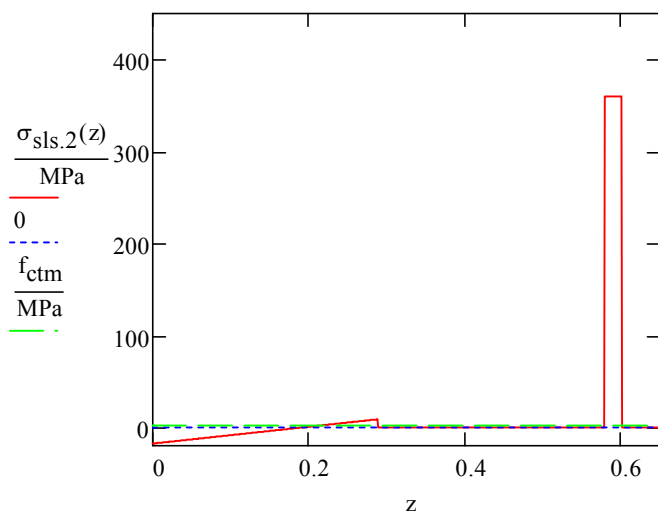
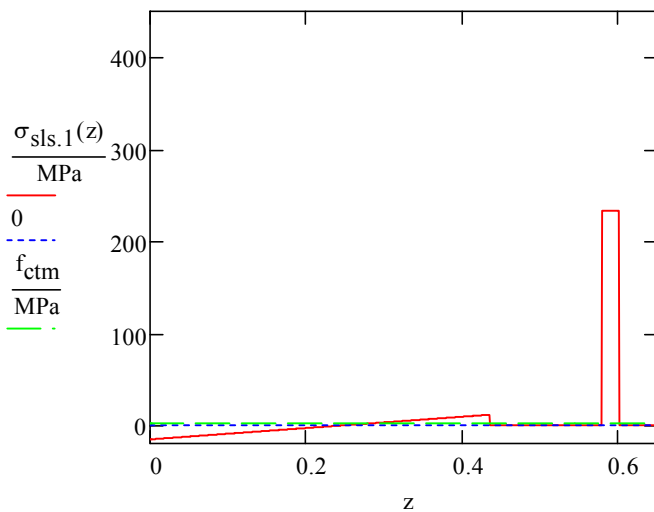
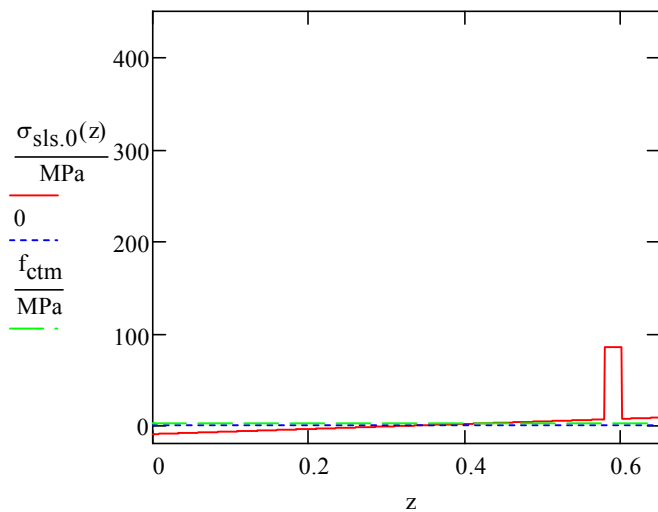
$$\sigma_{\text{sls},1}(y_{0,\text{yp}}) = 233.326 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{sls},2}(y_{0,\text{yp}}) = 360.031 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{sls},3}(y_{0,\text{yp}}) = 395.851 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{sls},4}(y_{0,\text{yp}}) = 401.216 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{sls},5}(y_{0,\text{yp}}) = 401.941 \cdot \text{MPa}$$



Vahventamisvaihe

Vanhan rakenteen poikkileikkaussuureet

$$I_{1,L} := I_{y,L.5} \quad y_{1,L} := y_{0,L} \quad x := x_5 = 190.01 \cdot \text{mm}$$

Omien painojen momentti (vanhalle rakenteelle)

$$M_{\text{sls.op}} := 272 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

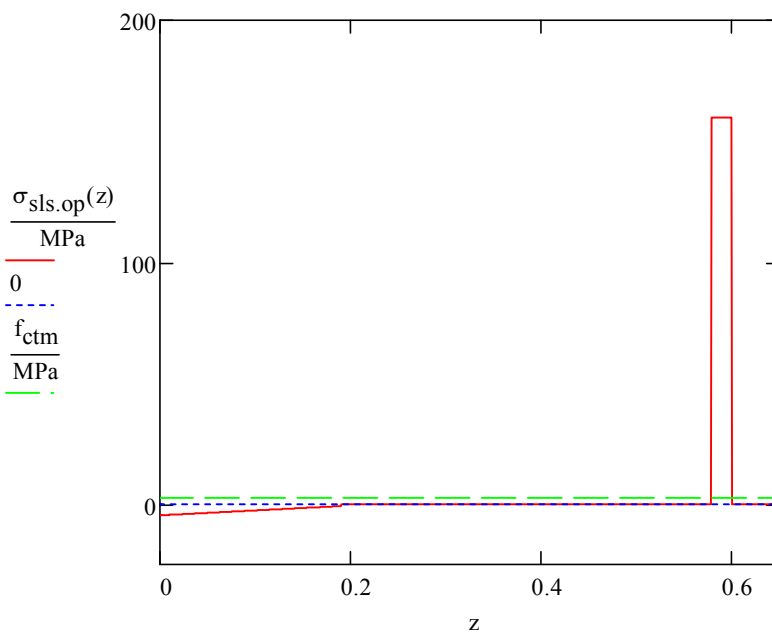
Pysyvien kuormien aiheuttama momentti (liittorakenteelle)

$$M_{\text{sls.pys}} := 56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Liikennekuorman momentti (liittorakenteelle)

$$M_{\text{sls.liik}} := 406 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{\text{sls.op}}(z) := \begin{cases} \left[\frac{M_{\text{sls.op}}}{I_{1,L}} (y_{0.yp} - y_{1,L}) \cdot \alpha_L \right] & \text{if } y_{0.yp} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.yp} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{\text{sls.op}}}{I_{1,L}} \cdot (z - y_{1,L}) \right] & \text{if } 0 \leq z \leq x \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$



Materiaaliominaisuudet

Vanha rakenne

$$E_{cm.1} := E_{cm}$$

$$E_{cp.1} := E_{cp}$$

Pintalaatta

$$E_{cm.pl} := 34 \text{ GPa}$$

$$\varphi_{pl} := 1.5$$

$$E_{cp.pl} := \frac{E_{cm.pl}}{1 + \varphi_{pl}}$$

$$f_{ctm.2} := 3.2 \text{ MPa}$$

Kimmokertoimet uudelle laatalle

$$\alpha_{c.i} := \frac{E_{cm.pl}}{E_{cm.1}}$$

$$\alpha_{c.L} := \frac{E_{cp.pl}}{E_{cp.1}}$$

Poikkileikkaus

Vanha osa

$$b_1 := 1000 \text{ mm}$$

$$h_1 := h$$

$$h_1 = 650 \cdot \text{mm}$$

$$h_{1.red} := h_{red.5}$$

$$h_{1.red} = 190.703 \cdot \text{mm}$$

$$y_{0.c.1} := \frac{h_{1.red}}{2}$$

$$y_{0.c.1} = 95.351 \cdot \text{mm}$$

Pintalaatta

$$b_2 := b_1$$

$$b_2 = 1 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$h_{pl} := 130 \text{ mm}$$

$$y_{0.c.2} := h_1 + \frac{h_{pl}}{2}$$

$$y_{0.c.2} = 715 \cdot \text{mm}$$

Betoniterätkset

Vanhat

$$A_{s.y.p.1} := A_{s.y.p} = 3.306 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$y_{0.y.p.1} := y_{0.y.p} = 589 \cdot \text{mm}$$

Uudet

$$\phi_{pl} := 25 \text{ mm}$$

$$k_{pl} := 200 \text{ mm}$$

$$A_{s.pl} := \left(\frac{\phi_{pl}}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1 \text{ m}}{k_{pl}} = 2.454 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$y_{0.s.pl} := h + \frac{h_{pl}}{2}$$

$$y_{0.s.pl} = 715 \cdot \text{mm}$$

Poikkileikkaussuureet

$$A_{1,c} := b_1 \cdot h_{1,red}$$

$$A_{2,c} := b_1 \cdot h_{pl}$$

$$y_{2,i} := \frac{A_{1,c} \cdot y_{0,c,1} + A_{s,yp} \cdot y_{0,yp} \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) + A_{2,c} \cdot y_{0,c,2} \cdot \alpha_{c,i} + A_{s,pl} \cdot y_{0,s,pl} \cdot \left(\alpha_a - \frac{\alpha_{c,i}}{\alpha_a} \right)}{A_{1,c} + A_{s,yp} \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) + A_{2,c} \cdot \alpha_{c,i} + A_{s,pl} \cdot \alpha_a} = 387.67 \cdot \text{mm}$$

$$I_{2,i,1} := \left[\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_{1,red}^3 + A_{1,c} \cdot (y_{0,c,1} - y_{2,i})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s,yp} \cdot (y_{0,yp} - y_{2,i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) \dots = 3.485 \times 10^{10} \cdot \text{m}^4$$

$$+ \left[\frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot h_{pl}^3 + A_{2,c} \cdot (y_{0,c,2} - y_{2,i})^2 \right] \cdot \alpha_{c,i} + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_{pl}}{2} \right)^4 + A_{s,pl} \cdot (y_{0,s,pl} - y_{2,i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{\alpha_{c,i}}{\alpha_a} \right)$$

$$y_{2,L} := \frac{A_{1,c} \cdot y_{0,c,1} + A_{s,yp} \cdot y_{0,yp} \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) + A_{2,c} \cdot y_{0,c,2} \cdot \alpha_{c,L} + A_{s,pl} \cdot y_{0,s,pl} \cdot \left(\alpha_L - \frac{\alpha_{c,L}}{\alpha_L} \right)}{A_{1,c} + A_{s,yp} \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) + A_{2,c} \cdot \alpha_{c,L} + A_{s,pl} \cdot \left(\alpha_L - \frac{\alpha_{c,L}}{\alpha_L} \right)} = 467.431 \cdot \text{mm}$$

$$I_{2,L,1} := \left[\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_{1,red}^3 + A_{1,c} \cdot (y_{0,c,1} - y_{2,L})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s,yp} \cdot (y_{0,yp} - y_{2,L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) \dots = 4.62 \times 10^{10} \cdot \text{m}^4$$

$$+ \left[\frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot h_{pl}^3 + A_{2,c} \cdot (y_{0,c,2} - y_{2,L})^2 \right] \cdot \alpha_{c,L} + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_{pl}}{2} \right)^4 + A_{s,pl} \cdot (y_{0,s,pl} - y_{2,L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{\alpha_{c,L}}{\alpha_L} \right)$$

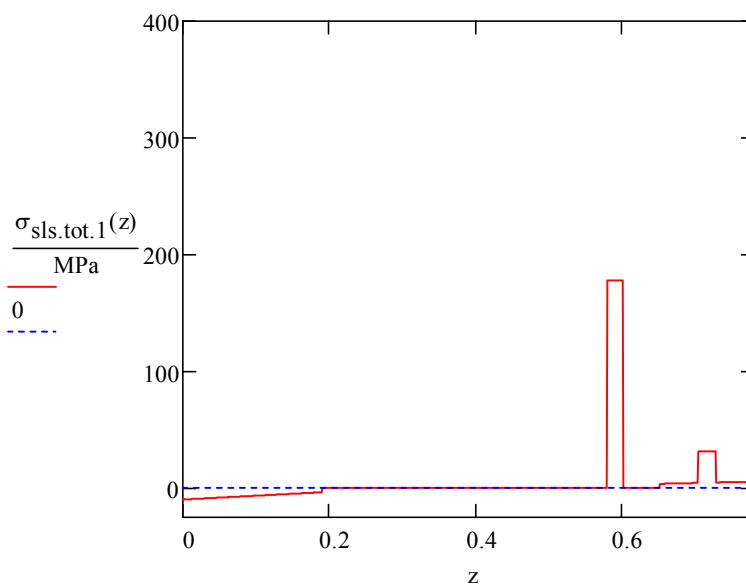
Jännitykset

$$\sigma_{sls,pysyvä,1}(z) := \begin{cases} \frac{M_{sls,pys}}{I_{2,L,1}} (y_{0,yp} - y_{2,L}) \cdot \alpha_L & \text{if } y_{0,yp} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0,yp} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{sls,pys}}{I_{2,L,1}} \cdot (z - y_{2,L}) \right] & \text{if } 0 \leq z < x \\ \left[\frac{M_{sls,pys}}{I_{2,L,1}} \cdot (z - y_{2,L}) \alpha_{c,L} \right] & \text{if } h_1 < z \leq h_1 + y_{0,s,pl} - \frac{\phi_{pl}}{2} \\ \frac{M_{sls,pys}}{I_{2,L,1}} (y_{0,s,pl} - y_{2,L}) \cdot \alpha_L & \text{if } y_{0,s,pl} + \frac{\phi_{pl}}{2} \geq z \geq y_{0,s,pl} - \frac{\phi_{pl}}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{sls.liikenne.1}}(z) := \begin{cases} \frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i.1}}(y_{0.yp} - y_{2.i}) \cdot \alpha_a & \text{if } y_{0.yp} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.yp} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i.1}} \cdot (z - y_{2.i}) \right] & \text{if } 0 \leq z < x \\ \left[\frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i.1}} \cdot (z - y_{2.i}) \alpha_{c.i} \right] & \text{if } h_1 < z \leq h_1 + y_{0.s.pl} - \frac{\phi_{pl}}{2} \\ \frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i.1}}(y_{0.s.pl} - y_{2.i}) \cdot \alpha_a & \text{if } y_{0.s.pl} + \frac{\phi_{pl}}{2} \geq z \geq y_{0.s.pl} - \frac{\phi_{pl}}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Kokonaisjännitys vahvennetulle poikkileikkaukselle

$$\sigma_{\text{sls.tot.1}}(z) := \sigma_{\text{sls.op}}(z) + \sigma_{\text{sls.pysyvä.1}}(z) + \sigma_{\text{sls.liikenne.1}}(z)$$



Jännitys, jolla pintalaatan betoni halkeaa

$$f_{\text{ctm.2}} = 3.2 \cdot \text{MPa}$$

Betonin jännitys pintalaatan reunoilla

$$\sigma_{\text{sls.tot.1}}(h_1 + 1 \text{ mm}) = 3.701 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{\text{sls.tot.1}}(h_1 + h_{\text{pl}}) = 5.585 \cdot \text{MPa}$$

Poikkileikkaus halkeaa koko pintalaatan korkeudelta!

Ensimmäinen iterointikierrros

Redusoitu poikkileikkaus

$$h_{pl,red} := 0 \text{ mm} \quad y_{0,c,2} := h_1 + \frac{h_{pl}}{2}$$

Vanhan poikkileikkauksen poikkileikkaussuureet ovat samat kuin aiemmin

$$h_{1,red} = 190.703 \cdot \text{mm} \quad A_{1,c} = 1.907 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$y_{1,L} = 232.552 \cdot \text{mm} \quad I_{1,L} = 1.348 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Redusoidut poikkileikkaussuureet liittorakenteelle

$$y_{2,i} := \frac{A_{1,c} \cdot y_{0,c,1} + A_{s,yp} \cdot y_{0,yp} \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) + A_{s,pl} \cdot y_{0,s,pl} \cdot \left(\alpha_a - \frac{\alpha_{c,i}}{\alpha_a} \right)}{A_{1,c} + A_{s,yp} \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) + A_{s,pl} \cdot \alpha_a} = 182.389 \cdot \text{mm}$$

$$I_{2,i,2} := \left[\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_{1,red}^3 + A_{1,c} \cdot (y_{0,c,1} - y_{2,i})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s,yp} \cdot (y_{0,yp} - y_{2,i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{1}{\alpha_a} \right) \dots = 9.839 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$+ \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_{pl}}{2} \right)^4 + A_{s,pl} \cdot (y_{0,s,pl} - y_{2,i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_a - \frac{\alpha_{c,i}}{\alpha_a} \right)$$

$$y_{2,L} := \frac{A_{1,c} \cdot y_{0,c,1} + A_{s,yp} \cdot y_{0,yp} \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) + A_{s,pl} \cdot y_{0,s,pl} \cdot \left(\alpha_L - \frac{\alpha_{c,L}}{\alpha_L} \right)}{A_{1,c} + A_{s,yp} \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) + A_{s,pl} \cdot \left(\alpha_L - \frac{\alpha_{c,L}}{\alpha_L} \right)} = 314.744 \cdot \text{mm}$$

$$I_{2,L,2} := \left[\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot h_{1,red}^3 + A_{1,c} \cdot (y_{0,c,1} - y_{2,L})^2 \right] + \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^4 + A_{s,yp} \cdot (y_{0,yp} - y_{2,L})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{1}{\alpha_L} \right) \dots = 3.069 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

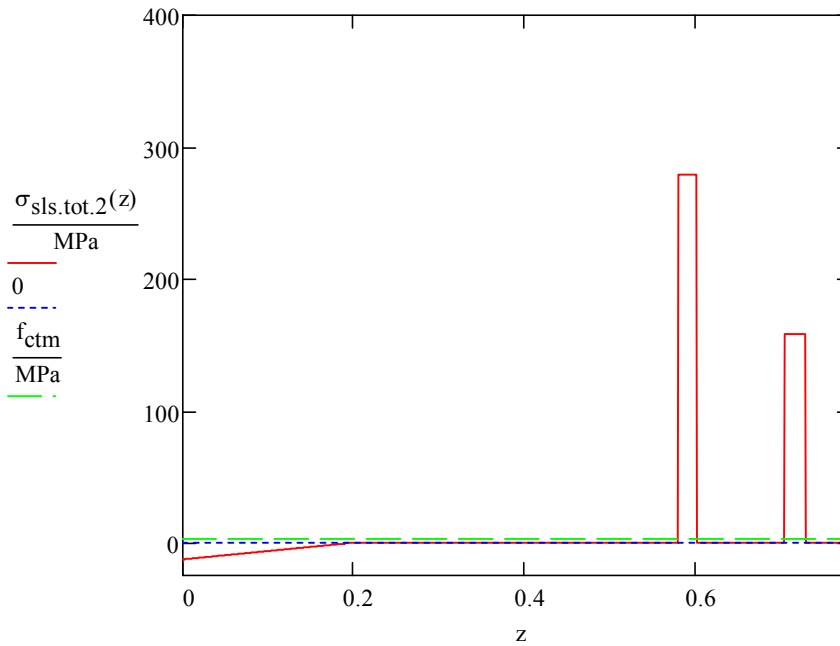
$$+ \left[n_s \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{\phi_{pl}}{2} \right)^4 + A_{s,pl} \cdot (y_{0,s,pl} - y_{2,i})^2 \right] \cdot \left(\alpha_L - \frac{\alpha_{c,L}}{\alpha_L} \right)$$

Jännitykset

$$\sigma_{\text{sls.pysyvä.2}}(z) := \begin{cases} \frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2.L.2}}(y_{0.yp} - y_{2.L}) \cdot \alpha_L & \text{if } y_{0.yp} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.yp} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2.L.2}} \cdot (z - y_{2.L}) \right] & \text{if } 0 \leq z < y_{2.L} \\ \frac{M_{\text{sls.pys}}}{I_{2.L.2}}(y_{0.s.pl} - y_{2.L}) \cdot \alpha_L & \text{if } y_{0.s.pl} + \frac{\phi_{pl}}{2} \geq z \geq y_{0.s.pl} - \frac{\phi_{pl}}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{sls.liikenne.2}}(z) := \begin{cases} \frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i.2}}(y_{0.yp} - y_{2.i}) \cdot \alpha_a & \text{if } y_{0.yp} + \frac{\phi_s}{2} \geq z \geq y_{0.yp} - \frac{\phi_s}{2} \\ \left[\frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i.2}} \cdot (z - y_{2.i}) \right] & \text{if } 0 \leq z < y_{2.i} \\ \frac{M_{\text{sls.liik}}}{I_{2.i.2}}(y_{0.s.pl} - y_{2.i}) \cdot \alpha_a & \text{if } y_{0.s.pl} + \frac{\phi_{pl}}{2} \geq z \geq y_{0.s.pl} - \frac{\phi_{pl}}{2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{sls.tot.2}}(z) := \sigma_{\text{sls.op}}(z) + \sigma_{\text{sls.pysyvä.2}}(z) + \sigma_{\text{sls.liikenne.2}}(z)$$



Vahvennetun poikkileikkauksen jännitykset

$$\sigma_{\text{vahv}} := \begin{pmatrix} \frac{h_{\text{pl}}}{\text{mm}} & \frac{I_{2.i.1}}{\text{mm}^4} & \frac{I_{2.L.1}}{\text{mm}^4} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.1}}(h_1 + h_{\text{pl}})}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.1}}^{(0)}}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.1}}(y_{0.yp.1})}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.1}}(y_{0.s.pl})}{\text{MPa}} \\ \frac{h_{\text{pl.red}}}{\text{mm}} & \frac{I_{2.i.2}}{\text{mm}^4} & \frac{I_{2.L.2}}{\text{mm}^4} & 0 & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.2}}^{(0)}}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.2}}(y_{0.yp.1})}{\text{MPa}} & \frac{\sigma_{\text{sls.tot.2}}(y_{0.s.pl})}{\text{MPa}} \end{pmatrix}$$

$$\sigma_{\text{vahv}} = \begin{pmatrix} 130 & 3.485 \times 10^{10} & 4.62 \times 10^{10} & 5.585 & -9.777 & 178.155 & 31.268 \\ 0 & 9.839 \times 10^9 & 3.069 \times 10^{10} & 0 & -12.794 & 279.113 & 158.013 \end{pmatrix}$$

LIITE 20: HALKEAMAMITOITUS SILLAN KENTTÄALUEELLA

Materiaalitiedot

Betoni:

Puristuslujuus

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

Taivutusvetolujuus

$$f_{ctm} := 3.2 \text{ MPa}$$

Vetolujuus

$$f_{ctk.0.05} := 2.2 \text{ MPa}$$

Betonin osavarmuuskertoimet

$$\gamma_c := 1.35$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Betonin kimmokerroin

$$E_{cm} := 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} \cdot \text{MPa}^{-0.3} = 34.077 \cdot \text{GPa}$$

Betonin puristuslujuus

$$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = 22.037 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetolujuus

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctd} = 1.63 \cdot \text{MPa}$$

Betoniteräs

Vetolujuus

$$f_{yk} := 400 \text{ MPa}$$

Kimmokerroin

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

Osavarmuusluku

$$\gamma_s := 1.15$$

Teräksen vetolujuus

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = 347.826 \cdot \text{MPa}$$

Poikkileikkaus

$$b := 1000\text{mm}$$

$$h_1 := 550\text{mm}$$

$$h_{pl} := 100\text{mm}$$

$$h_{tot} := h_1 + h_{pl}$$

Betonipeite

$$c_{nom} := 50\text{mm}$$

$$\Delta c_{dev} := 5\text{mm}$$

Betoniterätkset

$$\phi_s := 22\text{mm}$$

$$n_s := 8.69565$$

$$A_s := \left(\frac{\phi_s}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot n_s$$

$$A_s = 3.306 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Työterätkset

$$\phi_{tt} := 16\text{mm}$$

Poikittaiset terätkset

$$\phi_{pt} := 16\text{mm}$$

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus

$$d := h_{tot} - c_{nom} - \frac{\phi_s}{2}$$

$$d = 589 \cdot \text{mm}$$

Laskennallinen betonipeite

Todellinen betonipeite

$$c_{true} := c_{nom} + \phi_{tt} + \phi_{pt}$$

$$c_{true} = 82 \cdot \text{mm}$$

Betonipeitteen minimi

$$c_{min.dur} := c_{nom} - \Delta c_{dev}$$

$$c_{min.dur} = 45 \cdot \text{mm}$$

Laskennallinen betonipeite:

$$k_{c1} := 1.4$$

$$c_d := \min(c_{true}, k_{c1} \cdot c_{min.dur})$$

$$c_d = 63 \cdot \text{mm}$$

Halkeamitoitus

Poikkileikkauksen puristetun alueen korkeus

$$x_k := 222 \text{ mm}$$

Teräsännitys

$$\sigma_s := 250 \text{ MPa}$$

Vetojännitetyn betonin tehollinen korkeus

$$h_{c,ef} := \min \left[2.5 \cdot (h_{tot} - d), \frac{(h_{tot} - x_k)}{3}, \frac{h_{tot}}{2} \right] = 142.667 \cdot \text{mm}$$

Betonin tehollinen pinta-ala

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,ef} = 1.427 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Raudoitussuhde

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.023$$

Kimmoerotuksen välinen suhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \alpha_e = 5.869$$

Teräsläatu (harjateräs/sileä)

$$\text{Teräs} := \text{"harjateräs"}$$

Venymäjakauma (veto/taivutus):

$$\text{Venymä} := \text{"taivutus"}$$

$$k_1 := \begin{cases} 0.8 & \text{if Teräs} = \text{"harjateräs"} \\ 1.6 & \text{if Teräs} = \text{"sileä"} \end{cases}$$

$$k_2 := \begin{cases} 0.5 & \text{if Venymä} = \text{"taivutus"} \\ 1.0 & \text{if Venymä} = \text{"veto"} \end{cases}$$

$$k_1 = 0.8$$

$$k_2 = 0.5$$

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

Halkeamaväli

$$s_{rmax} := k_3 \cdot c_d + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_s}{\rho_{p,eff}} = 375.62 \cdot \text{mm}$$

Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin

$$k_{tlyhyt} := 0.6$$

Venymäero

$$\Delta\varepsilon := \max \left[\frac{\sigma_s - k_{tlyhyt} \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right] \quad \Delta\varepsilon = 0.078 \cdot \%$$

Halkeamaleveys

$$w_k := s_{rmax} \cdot \Delta\varepsilon \quad w_k = 0.293 \cdot \text{mm}$$

Kantavuuslaskentohjeen mukainen sallittu halkeamaleveys

$$w_{k,0} := 0.35 \text{mm}$$

Redusoitu halkeamaleveys

$$w_{ksall} := \min \left(\frac{c_d}{c_{min,dur}}, k_{c1} \right) \cdot w_{k,0} \quad w_{ksall} = 0.49 \cdot \text{mm}$$

Käyttöaste halkeamaleveydelle

$$n_{halk} := \frac{w_k}{w_{ksall}} \quad n_{halk} = 59.74 \cdot \%$$

LIITE 21: HALKEAMAMITOITUS SILLAN TUKIALUEELLA

Materiaalitiedot

Betoni:

Puristuslujuus

$$f_{ck} := 25 \text{ MPa}$$

Taivutusvetolujuus

$$f_{ctm} := 2.6 \text{ MPa}$$

Vetolujuus

$$f_{ctk.0.05} := 1.8 \text{ MPa}$$

Betonin osavarmuuskertoimet

$$\gamma_c := 1.35$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Betonin kimmokerroin

$$E_{cm} := 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} \cdot \text{MPa}^{-0.3} = 31.476 \cdot \text{GPa}$$

Betonin puristuslujuus

$$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = 15.741 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetolujuus

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctd} = 1.333 \cdot \text{MPa}$$

Betoniteräs

Vetolujuus

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Kimmokerroin

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

Osavarmuusluku

$$\gamma_s := 1.15$$

Teräksen vetolujuus

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

Poikkileikkaus

$$b := 1000\text{mm}$$

$$h_1 := 660\text{mm}$$

$$h_{pl} := 130\text{mm}$$

$$h_{tot} := h_1 + h_{pl}$$

Betonipeite

$$c_{nom} := 50\text{mm}$$

$$\Delta c_{dev} := 5\text{mm}$$

Betoniteräket

$$\phi_s := 25\text{mm}$$

$$n_s := 5$$

$$A_s := \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot n_s$$

$$A_s = 2.454 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Työteräket

$$\phi_{tt} := 16\text{mm}$$

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus

$$d := h_{tot} - c_{nom} - \frac{\phi_s}{2}$$

$$d = 727.5 \cdot \text{mm}$$

Laskennallinen betonipeite

Todellinen betonipeite

$$c_{true} := c_{nom} + \phi_{tt} + \phi_{tt}$$

$$c_{true} = 82 \cdot \text{mm}$$

Betonipeitteen minimi

$$c_{min.dur} := c_{nom} - \Delta c_{dev}$$

$$c_{min.dur} = 45 \cdot \text{mm}$$

Laskennallinen betonipeite:

$$k_{c1} := 1.4$$

$$c_d := \min(c_{true}, k_{c1} \cdot c_{min.dur})$$

$$c_d = 63 \cdot \text{mm}$$

Halkeamitoitus

Poikkileikkauksen puristetun alueen korkeus

$$x_k := 315 \text{ mm}$$

Teräsännitys

$$\sigma_s := 158 \text{ MPa}$$

Vetojännitetyn betonin tehollinen korkeus

$$h_{c,ef} := \min \left[2.5 \cdot (h_{tot} - d), \frac{(h_{tot} - x_k)}{3}, \frac{h_{tot}}{2} \right] = 156.25 \cdot \text{mm}$$

Betonin tehollinen pinta-ala

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,ef} = 1.563 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Raudoitussuhde

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.016$$

Kimmoerotuksen välinen suhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \alpha_e = 6.354$$

Teräsläatu (harjateräs/sileä)

$$\text{Teräs} := \text{"harjateräs"}$$

Venymäjakauma (veto/taivutus):

$$\text{Venymä} := \text{"veto"}$$

$$k_1 := \begin{cases} 0.8 & \text{if Teräs} = \text{"harjateräs"} \\ 1.6 & \text{if Teräs} = \text{"sileä"} \end{cases}$$

$$k_2 := \begin{cases} 0.5 & \text{if Venymä} = \text{"taivutus"} \\ 1.0 & \text{if Venymä} = \text{"veto"} \end{cases}$$

$$k_1 = 0.8$$

$$k_2 = 1$$

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

Halkeamaväli

$$s_{rmax} := k_3 \cdot c_d + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_s}{\rho_{p,eff}} = 755.327 \cdot \text{mm}$$

Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin

$$k_{tlyhyt} := 0.6$$

Venymäero

$$\Delta \varepsilon := \max \left[\frac{\sigma_s - k_{tlyhyt} \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right] = 0.047\%$$

Halkeamaleveys

$$w_k := s_{rmax} \cdot \Delta \varepsilon \quad w_k = 0.358 \cdot \text{mm}$$

Kantavuuslaskentohjeen mukainen sallittu halkeamaleveys

$$w_{k,0} := 0.35 \text{mm}$$

Redusoitu halkeamaleveys

$$w_{ksall} := \min \left(\frac{c_d}{c_{min,dur}}, k_{c1} \right) \cdot w_{k,0} \quad w_{ksall} = 0.49 \cdot \text{mm}$$

Käyttöaste halkeamaleveydelle

$$n_{halk} := \frac{w_k}{w_{ksall}} \quad n_{halk} = 73.066\%$$

LIITE 22: LEIKKAUSLIITOKSEN MITOITUS

Tässä laskentapohjassa mitoitetaan eri aikaan valettujen pintojen välinen leikkausliitos. Liitoksen mitoitusta tehdään standardin Model Code 2010:n mukaisesti.

Pintojen karheus

Model code 2010 määrittelee pintojen karheusasteet vielä tarkemmin perustuen urien syvyyksiin. [19] Karheusasteet on esitettyinä alla.

- Very smooth: Pinta on valettu teräs-, muovi- tai erikoiskäsiteltyä puumuottia vasten
- Smooth: Betonipinta, jota on hieman karhennettu (urien syvyys < 1,5 mm), myös täytyksen jälkeen jälkikäsittelemättä jätetty pinta.
- Rough: voimakkaasti karhennettu betonipinta (urien syvyys ≥ 1,5 mm)
- Very rough: Hammastettu pinta (urien syvyys ≥ 3mm)

Karheus :=

Betoni

Lujuus

$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$

$\alpha_{cc} := 0.85$

$\gamma_c := 1.35$

Betoniteräksset

Lujuus

$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$

$\gamma_s := 1.1$

Ankkurointipituus

$l_b := 450 \text{ mm}$

$\phi_s := 16 \text{ mm}$

$k := 200 \text{ mm}$

$$A_s := \left(\frac{\phi_s}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1 \text{ m}}{k} \cdot \frac{1 \text{ m}}{k}$$

$$\rho := \frac{A_s}{l_m^2} = 0.503 \cdot \%$$

Ehto_{dowel} := $\begin{cases} \text{"Jakoväli OK!"} & \text{if } k \geq 10 \cdot \phi_s \\ \text{"Jakoväli liian pieni"} & \text{otherwise} \end{cases}$

Ehto_{dowel} = "Jakoväli OK!"

Dynaamiset_kuormat :=

Jännitykset

Jännitys pintojen välisessä liitoksessa

$\sigma_n := 0 \text{ MPa}$

Merkki :=

☑ Kertoimet

$$f_{ctd} := 0.21 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{\text{MPa}}{\gamma_c} \quad f_{ctd} = 1.502 \times 10^6 \text{ Pa} \quad f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 454.545 \cdot \text{MPa}$$

$$c_a := \begin{cases} 0.025 & \text{if Karheus} = \text{"Very smooth"} \\ 0.2 & \text{if Karheus} = \text{"Smooth"} \\ 0.4 & \text{if Karheus} = \text{"Rough"} \\ 0.5 & \text{if Karheus} = \text{"Very rough"} \end{cases} \quad c_a = 0.5$$

$$c_r := \begin{cases} 0 & \text{if Karheus} = \text{"Very smooth"} \\ 0 & \text{if Karheus} = \text{"Smooth"} \\ 0.1 & \text{if Karheus} = \text{"Rough"} \\ 0.2 & \text{if Karheus} = \text{"Very rough"} \end{cases} \quad c_r = 0.2$$

$$\kappa_1 := \begin{cases} 0 & \text{if Karheus} = \text{"Very smooth"} \\ 0.5 & \text{if Karheus} = \text{"Smooth"} \\ 0.5 & \text{if Karheus} = \text{"Rough"} \\ 0.5 & \text{if Karheus} = \text{"Very rough"} \end{cases} \quad \kappa_1 = 0.5$$

$$\kappa_2 := \begin{cases} 1.5 & \text{if Karheus} = \text{"Very smooth"} \\ 1.1 & \text{if Karheus} = \text{"Smooth"} \\ 0.9 & \text{if Karheus} = \text{"Rough"} \\ 0.9 & \text{if Karheus} = \text{"Very rough"} \end{cases} \quad \kappa_2 = 0.9$$

$$\beta_c := \begin{cases} 0.3 & \text{if Karheus} = \text{"Very smooth"} \\ 0.4 & \text{if Karheus} = \text{"Smooth"} \\ 0.5 & \text{if Karheus} = \text{"Rough"} \\ 0.5 & \text{if Karheus} = \text{"Very rough"} \end{cases} \quad \beta_c = 0.5$$

$$\mu := \begin{cases} 0.5 & \text{if Karheus} = \text{"Very smooth"} \\ 0.6 & \text{if Karheus} = \text{"Smooth"} \\ 0.7 & \text{if Karheus} = \text{"Rough"} \\ 0.8 & \text{if Karheus} = \text{"Very rough"} \wedge 25\text{MPa} \leq f_{ck} < 35\text{MPa} \\ 0.9 & \text{if Karheus} = \text{"Very rough"} \wedge 35\text{MPa} \leq f_{ck} \end{cases} \quad \mu = 0.8$$

$$f_{yd.teor} := \begin{cases} \frac{9 \cdot l_b \cdot f_{ctd}}{\phi_s} & \text{if } \phi_s \neq 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad f_{yd.red} := \min \left(\frac{f_{yd.teor}}{\gamma_s}, f_{yd} \right)$$

$$\sigma_n := \begin{cases} |\sigma_n| & \text{if Merkki} = \text{"Puristus"} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$C_{\text{dyn},1} := \begin{cases} 1 & \text{if Dynaamiset_kuormat} = \text{"Ei"} \\ 0.5 & \text{if Dynaamiset_kuormat} = \text{"Kyllä"} \end{cases} \quad C_{\text{dyn},2} := \begin{cases} 1 & \text{if Dynaamiset_kuormat} = \text{"Ei"} \\ 0.4 & \text{if Dynaamiset_kuormat} = \text{"Kyllä"} \end{cases}$$

$$\nu_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250 \text{ MPa}} \right) \quad \nu_2 := \min \left[0.55 \cdot \left(\frac{30 \text{ MPa}}{f_{\text{ck}}} \right)^{\frac{1}{3}}, 0.55 \right]$$

$$\tau_{\text{Rd}} := \begin{cases} \min \left[\left(c_a \cdot f_{\text{ctd}} + \mu \cdot \sigma_n \right), 0.5 \cdot \nu_1 \cdot f_{\text{cd}} \right] & \text{if } \rho \leq 0.05\% \\ \min \left[\left[c_r \cdot \left(\frac{f_{\text{ck}}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} + \mu \cdot \sigma_n + \mu \cdot \rho \cdot \kappa_1 \cdot f_{\text{yd,red}} + \kappa_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_{\text{yd,red}} \cdot f_{\text{cd}}} \right], \beta_c \cdot \nu_2 \cdot f_{\text{cd}} \right] & \text{if } \rho > 0.05\% \end{cases}$$

$$\tau_{\text{Rd}} := \begin{cases} (C_{\text{dyn},1} \cdot \tau_{\text{Rd}}) & \text{if } \rho \leq 0.05\% \\ (C_{\text{dyn},2} \cdot \tau_{\text{Rd}}) & \text{if } \rho > 0.05\% \end{cases}$$

☐ Kertoimet

Liitoksen kestävyys

$$\tau_{\text{Rd}} = 0.673 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{cd}} = 18.889 \cdot \text{MPa}$$